



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**“REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES DE EDIFICIOS CON  
GRANDES VOLADOS EN LA CIUDAD DE QUITO”**

**AUTOR**

**JOAN ANDRÉ CASTILLO ROMÁN**

**DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS GARCÉS POUT**

**QUITO, 2014**

## DEDICATORIA

*A mi padre Dennis por todo el apoyo brindado, por las palabras de aliento y la sabiduría que me ha sabido transmitir, a mi madre Ruth por todo el amor recibido y por siempre creer en mí, a mi hermana Renata por ser mi más grande ejemplo y mi mejor amiga, a mi abuelita Ligia por la gratitud, el cariño y el enorme respeto que le guardo.*

## AGRADECIMIENTOS

*Mi más grande agradecimiento a Juan Carlos, director de este trabajo, por todo el tiempo que ha dedicado en compartir sus conocimientos y por ser el principal apoyo durante esta etapa, de quien he aprendido que el conocimiento complementado con el gusto que se le ponga a cada actividad es la clave del éxito, de la misma forma quiero agradecer a mis revisores Ing. Marcelo Guerra e Ing. Lauro Lara quienes desde las aulas supieron darme las herramientas necesarias con las que pude concluir este trabajo.*

*También quiero agradecer a todos mis amigos quienes han estado a mi lado a lo largo de mi paso por la universidad, en especial a aquellas personas quienes durante la realización de este documento estuvieron presentes de forma constante brindándome su apoyo y empatía, gracias Karlita, Luis Enrique, Paco y Alexis.*

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>iv</b>
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS .....</b>	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES.....</b>	<b>xiii</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xv</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción.....	1
1.2. Planteamiento del problema .....	2
1.3. Objetivos .....	2
1.3.1. Objetivo general.....	2
1.3.2. Objetivos específicos .....	2
1.4. Hipótesis .....	3
1.5. Procedimiento.....	3
1.6. Base Teórica .....	4
1.6.1. Estructuras típicas .....	4
1.6.2. Volados .....	8
1.6.3. Celosías.....	15
1.6.4. Hormigones de alta resistencia .....	18
1.6.5. Vibraciones .....	20
1.6.6. Estabilidad .....	23
<b>CAPÍTULO 2: ESPECIFICACIONES HORMIGÓN ARMADO.....</b>	<b>25</b>
2.1. Generalidades .....	25
2.2. Método de última resistencia.....	27
2.3. Diseño de vigas .....	30
2.4. Diseño de columnas.....	34
2.5. Diseño de nudos .....	39
2.6. Diseño de muros .....	44
<b>CAPÍTULO 3: ESPECIFICACIONES ACERO .....</b>	<b>49</b>
3.1. Método LRFD .....	49
3.2. Generalidades .....	51
3.3. Elementos sometidos a tensión .....	57
3.4. Elementos sometidos a compresión .....	59
3.5. Elementos sometidos a flexión.....	62
3.6. Elementos sometidos a flexión y carga axial .....	66
3.7. Uniones empernadas.....	68
3.8. Uniones soldadas .....	72
3.9. Conexión entre vigas de acero y muros de hormigón armado .....	76



<b>CAPÍTULO 4: ESTRUCTURA.....</b>	<b>82</b>
4.1. Materiales .....	83
4.1.1. <i>Acero</i> .....	83
4.1.2. Hormigón.....	84
4.2. Cargas estáticas .....	85
4.2.1. Peso propio .....	85
4.2.2. Carga muerta.....	85
4.2.3. Carga viva.....	86
4.3. Modelación .....	86
4.3.1. Modelación del volado .....	86
4.3.2. Modelación de toda la estructura.....	96
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO SISMORESISTENTE.....</b>	<b>103</b>
5.1. Filosofía del diseño sismoresistente .....	103
5.2. Espectro de respuesta .....	106
5.3. Coeficiente de modificación de respuesta .....	116
5.4. Tipos de análisis para carga sísmica .....	119
5.4.1. Fuerza lateral equivalente .....	119
5.4.2. El espectro de respuesta modal.....	120
5.4.3. Respuesta al registro de aceleración .....	120
5.5. Categoría de riesgo, factor de importancia y categoría de diseño sísmico .....	121
5.6. Redundancia .....	122
5.7. Combinaciones de carga.....	124
5.8. Sismo horizontal y sismo vertical .....	124
5.9. Métodos de análisis para el sismo vertical .....	128
5.9.1. Primer método .....	129
5.9.2. Segundo método .....	133
5.10. Análisis estructural del edificio .....	137
5.10.1. Resistencia y estabilidad.....	137
5.10.2. Derivas y deflexión en el volado .....	149
5.10.3. Porcentaje de participación modal de la masa.....	157
5.10.4. Ajuste al 85% del cortante basal estático .....	158
5.10.5. Irregularidades de la estructura.....	176
5.10.6. Efectos P-delta .....	189
5.10.7. Excentricidades accidentales .....	193
5.10.8. Colectores .....	206
5.10.9. Análisis de Vibraciones .....	212
5.11. Diseño de los muros de corte .....	222
<b>CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>238</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>242</b>

REFERENCIAS DE LIBROS.....	242
REFERENCIAS DE INTERNET .....	243
OTRAS REFERENCIAS .....	246

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1-1. Sede de la UNASUR (Ecuador) .....	1
Gráfico 1-2. Muro portante y muro de mampostería .....	5
Gráfico 1-3. Edificio con columnas y muros de corte .....	6
Gráfico 1-4. Estructura con sistema de pórtico resistente a momento .....	7
Gráfico 1-5. Estructura con sistema dual .....	8
Gráfico 1-6. Edificio con volados pequeños .....	10
Gráfico 1-7. Torre Mare Nostrum Barcelona-España .....	12
Gráfico 1-8. Voladizo, torre Mare Nostrum .....	13
Gráfico 1-9. Elementos del volado de la torre Mare Nostrum .....	14
Gráfico 1-10. Voladizo en fase de construcción, torre Mare Nostrum .....	15
Gráfico 1-11. Celosía tipo Pratt .....	16
Gráfico 1-12. Celosía tipo Warren .....	16
Gráfico 1-13. Celosía tipo Howe .....	16
Gráfico 1-14. Celosía tipo Sierra .....	17
Gráfico 2-1. Cortante de diseño para vigas .....	33
Gráfico 2-2. Cortante de diseño para columnas .....	38
Gráfico 2-3. Área efectiva del nudo .....	42
Gráfico 3-1. Límites para secciones sísmicamente compactas (1) .....	55
Gráfico 3-2. Límites para secciones sísmicamente compactas (2) .....	56
Gráfico 3-3. Diámetros nominales para agujeros .....	57
Gráfico 3-4. Esquema de los nomogramas .....	60
Gráfico 3-5. Unión viga columna conexión a corte .....	70
Gráfico 3-6. Unión de viga principal y viga secundaria rebajando las alas .....	71
Gráfico 3-7. Empalmes viga-viga .....	72
Gráfico 3-8. Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido .....	74
Gráfico 3-9. Tipos de soldaduras .....	75
Gráfico 3-10. Conexión a corte muro de hormigón armado-viga de acero .....	77
Gráfico 3-11. Esfuerzos en la conexión a corte muro de hormigón armado-viga de acero .....	78
Gráfico 3-12. Conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero .....	79
Gráfico 3-13. Esfuerzos en la conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero .....	80
Gráfico 3-14. Conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero .....	80
Gráfico 4-1. Preferencias: dimensiones .....	82
Gráfico 4-2. Preferencias: esfuerzos .....	83
Gráfico 4-3. Material: acero A572 GR. 50 .....	84
Gráfico 4-4. Material: hormigón $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ (CONCR_4) .....	85
Gráfico 4-5. Volado de la estructura analizada .....	87
Gráfico 4-6. Definición de las líneas de construcción para el volado .....	88
Gráfico 4-7. Definición de columnas SCBF L .....	89
Gráfico 4-8. Definición de vigas SCBF L/2 .....	90
Gráfico 4-9. Definición de vigas ordinarias L/2 .....	90
Gráfico 4-10. Definición de barra SCBF L .....	91
Gráfico 4-11. Definición del apoyo empotrado .....	92

Gráfico 4-12. Definición de geometría de la losa .....	93
Gráfico 4-13. Opciones de modelos en el panel .....	94
Gráfico 4-14. Generación de los paneles .....	94
Gráfico 4-15. Tipos de cargas .....	95
Gráfico 4-16. Asignación de carga viva y carga muerta .....	95
Gráfico 4-17. Estructura analizada.....	96
Gráfico 4-18. Definición de las líneas de construcción para el edificio .....	96
Gráfico 4-19. Definición de columna SMF L .....	97
Gráfico 4-20. Definición de viga SMF L/4.....	98
Gráfico 4-21. Definición de viga secundaria L/2.....	98
Gráfico 4-22. Definición de relajación para vigas secundarias.....	99
Gráfico 4-23. Definición del espesor para los muros de corte .....	100
Gráfico 4-24. Propiedades del muro de corte .....	101
Gráfico 4-25. Empotramiento lineal .....	102
Gráfico 5-1. Tabla de probabilidad de excedencia.....	104
Gráfico 5-2. Mapa para diseño sísmico NEC 11.....	105
Gráfico 5-3. Valores del factor Z NEC 11 .....	105
Gráfico 5-4. Espectro de respuesta ASCE 7 .....	107
Gráfico 5-5. Clasificación de sitio .....	107
Gráfico 5-6. Valores de $S_1$ y $S_s$ para algunas ciudades del Ecuador .....	108
Gráfico 5-7. Tabla base para encontrar el valor de $F_a$ .....	108
Gráfico 5-8. Interpolación para encontrar el valor de $F_a$ .....	109
Gráfico 5-9. Tabla base para encontrar el valor de $F_v$ .....	110
Gráfico 5-10. Interpolación para encontrar el valor de $F_v$ .....	110
Gráfico 5-11. Parámetros necesarios para definir el espectro.....	111
Gráfico 5-12. Espectro de respuesta para el edificio analizado ASCE 7 .....	111
Gráfico 5-13. Espectro de respuesta NEC 11.....	112
Gráfico 5-14. Clasificación de los perfiles del suelo según el NEC 11 .....	113
Gráfico 5-15. Tipo de suelo y factores de sitio $F_a$ .....	114
Gráfico 5-16. Tipo de suelo y factores de sitio $F_d$ .....	114
Gráfico 5-17. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo $F_s$ ....	114
Gráfico 5-18. Espectro de respuesta para el edificio analizado NEC 11 .....	115
Gráfico 5-19. Comparación de los espectros ASCE 7 y NEC 11 .....	116
Gráfico 5-20. Esquema de fuerzas con las que se trabaja en el diseño sismoresistente.....	118
Gráfico 5-21. Valores de $R$ , $\Omega_0$ y $C_d$ para los distintos sistemas estructurales ASCE 7....	119
Gráfico 5-22. Categoría de riesgo .....	121
Gráfico 5-23. Factor de importancia .....	121
Gráfico 5-24. Tablas para clasificación de categoría de diseño sísmico.....	122
Gráfico 5-25. Análisis modal .....	126
Gráfico 5-26. Parámetros del análisis modal .....	126
Gráfico 5-27. Conversión de cargas a masa vibratoria .....	127
Gráfico 5-28. Opciones análisis sísmico.....	128
Gráfico 5-29. Opciones análisis modal primer método .....	129
Gráfico 5-30. Elementos más esforzados (primer método) .....	133
Gráfico 5-31. Casos de carga (segundo método) .....	134

Gráfico 5-32. Elementos más esforzados (segundo método).....	136
Gráfico 5-33. Solicitaciones en elementos usando el primer método .....	136
Gráfico 5-34. Solicitaciones en elementos usando el segundo método .....	137
Gráfico 5-35. Parámetros para análisis sísmico (resto de la estructura) .....	138
Gráfico 5-36. Resultados para una columna .....	139
Gráfico 5-37. Resultados para una viga .....	139
Gráfico 5-38. Cálculos detallados para una columna (1).....	140
Gráfico 5-39. Cálculos detallados para una columna (2).....	141
Gráfico 5-40. Resultados detallados para una columna (3) .....	142
Gráfico 5-41. Resultados detallados para una viga (1) .....	143
Gráfico 5-42. Resultados detallados para una viga (2) .....	144
Gráfico 5-43. Resultados detallados para una viga (3) .....	145
Gráfico 5-44. Verificación columnas.....	146
Gráfico 5-45 Verificación diagonales .....	146
Gráfico 5-46. Verificación vigas longitudinales principales.....	146
Gráfico 5-47. Verificación vigas longitudinales secundarias .....	147
Gráfico 5-48. Verificación vigas transversales .....	147
Gráfico 5-49. Verificación vigas principales W 8x40 .....	148
Gráfico 5-50. Verificación vigas secundarias .....	148
Gráfico 5-51. Verificación columnas.....	149
Gráfico 5-52. Propiedades de las plantas del edificio .....	149
Gráfico 5-53. Posición de los centros de masas y centros de rigideces .....	150
Gráfico 5-54. Esquema de la determinación de la deriva de piso .....	151
Gráfico 5-55. Derivas admisibles.....	152
Gráfico 5-56. Cálculo de derivas sentido X.....	152
Gráfico 5-57. Cálculo de derivas sentido Y .....	153
Gráfico 5-58. Cálculo de derivas (volado) sentido Y .....	153
Gráfico 5-59-. Valores límite indicativos recomendados para flechas verticales .....	154
Gráfico 5-60. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +10,80 m).....	155
Gráfico 5-61. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +10,80 m) .....	155
Gráfico 5-62. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +18,80 m).....	155
Gráfico 5-63. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +18,80 m) .....	156
Gráfico 5-64. Cálculo de derivas sentido Y (Segundo chequeo) .....	157
Gráfico 5-65. Participación modal (edificio) .....	158
Gráfico 5-66. Participación modal (volado) .....	158
Gráfico 5-67. Gráfica Cs en función del Periodo.....	160
Gráfico 5-68. Valores de $C_t$ y $x$ .....	161
Gráfico 5-69. Coeficiente $C_u$ .....	162
Gráfico 5-70. Determinación de los periodos fundamentales .....	163
Gráfico 5-71. Determinación del peso propio de la estructura .....	164
Gráfico 5-72. Determinación de la carga muerta de la estructura.....	164
Gráfico 5-73. Comprobación de la carga muerta en la estructura.....	164
Gráfico 5-74. Cortante basal dinámico en X.....	165
Gráfico 5-75. Cortante basal dinámico en Y .....	166
Gráfico 5-76. Corrección sismo en X .....	167

Gráfico 5-77. Corrección sismo en Y .....	167
Gráfico 5-78. Cortante basal corregido sismo en X.....	167
Gráfico 5-79. Cortante basal corregido sismo en Y .....	168
Gráfico 5-80. Corrección sismo en X (corrigiendo R).....	169
Gráfico 5-81. Corrección sismo en Y (corrigiendo R).....	169
Gráfico 5-82. Cortante basal corregido sismo en X (modificando R) .....	170
Gráfico 5-83. Cortante basal corregido sismo en Y (modificando R) .....	170
Gráfico 5-84. Verificación número de modos requeridos edificio.....	170
Gráfico 5-85. Verificación número de modos requeridos volado .....	171
Gráfico 5-86. Verificación columnas .....	171
Gráfico 5-87. Verificación diagonales .....	172
Gráfico 5-88. Verificación vigas longitudinales principales.....	172
Gráfico 5-89. Verificación vigas longitudinales secundarias .....	172
Gráfico 5-90. Verificación vigas transversales .....	173
Gráfico 5-91. Verificación vigas principales W 12x96 .....	173
Gráfico 5-92. Verificación vigas secundarias .....	173
Gráfico 5-93. Verificación columnas .....	174
Gráfico 5-94. Cálculo de derivas sentido X.....	174
Gráfico 5-95. Cálculo de derivas sentido Y.....	175
Gráfico 5-96. Cálculo de derivas (volado) sentido Y .....	175
Gráfico 5-97. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +10,80 m).....	175
Gráfico 5-98. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +10,80 m) .....	176
Gráfico 5-99. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +18,80 m).....	176
Gráfico 5-100. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +18,80 m) .....	176
Gráfico 5-101. Irregularidades estructurales horizontales .....	177
Gráfico 5-102. Chequeo de irregularidad torsional 1.a. dirección X .....	178
Gráfico 5-103. Chequeo de irregularidad torsional 1.a. dirección Y .....	178
Gráfico 5-104. Chequeo de irregularidad torsional extrema 1.b. dirección X.....	179
Gráfico 5-105. Chequeo de irregularidad torsional extrema 1.b. dirección Y .....	179
Gráfico 5-106. Irregularidades estructurales verticales .....	181
Gráfico 5-107. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección X.....	183
Gráfico 5-108. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección X.....	183
Gráfico 5-109. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección Y .....	184
Gráfico 5-110. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección Y .....	184
Gráfico 5-111. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección X .....	185
Gráfico 5-112. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección X .....	186
Gráfico 5-113. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección Y .....	186
Gráfico 5-114. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección Y .....	187
Gráfico 5-115. Masa de cada piso.....	187
Gráfico 5-116. Chequeo de irregularidad por masa .....	188
Gráfico 5-117. Diagrama de fuerzas de corte sísmico de la estructura en sentido X.....	191
Gráfico 5-118. Diagrama de fuerzas de corte sísmico de la estructura en sentido Y.....	192
Gráfico 5-119. Definición de excentricidades accidentales .....	194
Gráfico 5-120. Verificación columnas .....	195
Gráfico 5-121. Verificación diagonales .....	195

Gráfico 5-122. Verificación vigas longitudinales principales.....	196
Gráfico 5-123. Verificación vigas longitudinales secundarias .....	196
Gráfico 5-124. Verificación vigas transversales .....	196
Gráfico 5-125. Verificación Vigas principales .....	197
Gráfico 5-126. Verificación vigas secundarias .....	197
Gráfico 5-127. Verificación columnas.....	197
Gráfico 5-128. Cálculo de derivas sentido X.....	198
Gráfico 5-129. Cálculo de derivas sentido Y .....	198
Gráfico 5-130. Cálculo de derivas (volado) sentido Y .....	198
Gráfico 5-131. Verificación columnas.....	199
Gráfico 5-132. Verificación diagonales .....	199
Gráfico 5-133. Verificación vigas longitudinales principales.....	199
Gráfico 5-134. Verificación vigas longitudinales secundarias .....	200
Gráfico 5-135. Verificación vigas transversales .....	200
Gráfico 5-136. Verificación vigas principales .....	200
Gráfico 5-137. Verificación vigas secundarias .....	201
Gráfico 5-138. Verificación columnas.....	201
Gráfico 5-139. Cálculo de derivas sentido X.....	201
Gráfico 5-140. Cálculo de derivas sentido Y .....	202
Gráfico 5-141. Cálculo de derivas (volado) sentido Y .....	202
Gráfico 5-142. Verificación columnas.....	202
Gráfico 5-143. Verificación diagonales .....	203
Gráfico 5-144. Verificación vigas longitudinales principales.....	203
Gráfico 5-145. Verificación vigas longitudinales secundarias .....	203
Gráfico 5-146. Verificación vigas transversales .....	204
Gráfico 5-147. Verificación vigas principales .....	204
Gráfico 5-148. Verificación vigas secundarias .....	204
Gráfico 5-149. Verificación columnas.....	205
Gráfico 5-150. Cálculo de derivas sentido X.....	205
Gráfico 5-151. Cálculo de derivas sentido Y .....	205
Gráfico 5-152. Cálculo de derivas (volado) sentido Y .....	206
Gráfico 5-153. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y sin excentricidad.....	207
Gráfico 5-154. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y excentricidad en X positiva.....	207
Gráfico 5-155. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y excentricidad en X negativa .....	208
Gráfico 5-156. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y excentricidad en Y positiva.....	208
Gráfico 5-157. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (1).....	209
Gráfico 5-158. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (2).....	210
Gráfico 5-159. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (3).....	210
Gráfico 5-160. Verificación de los colectores con un incremento en sus fuerzas de diseño del 25% (1) .....	211

Gráfico 5-161. Verificación de los colectores con un incremento en sus fuerzas de diseño del 25% (2) .....	211
Gráfico 5-162. Típicas formas de vibración de un sistema de pisos.....	213
Gráfico 5-163. Respuesta a la fuerza sinusoidal .....	214
Gráfico 5-164. Aceleraciones tope recomendadas para el confort humano causado por vibraciones debidas a la actividad humana .....	215
Gráfico 5-165. Parámetros recomendados .....	216
Gráfico 5-166. Frecuencias y coeficientes dinámicos.....	216
Gráfico 5-167. Definición análisis Footfall .....	217
Gráfico 5-168. Parámetros análisis Footfall .....	219
Gráfico 5-169. Análisis Footfall - Mapas .....	220
Gráfico 5-170. Mapa de aceleraciones en los pisos .....	220
Gráfico 5-171. Muro de corte a diseñarse.....	222
Gráfico 5-172. Paneles que conforman al muro de corte.....	223
Gráfico 5-173. Resultados reducidos para paneles .....	224
Gráfico 5-174. Modificación de las opciones - resultados reducidos para paneles .....	225
Gráfico 5-175. Resultados reducidos para paneles (modificación).....	225
Gráfico 5-176. Plantilla de varillas comerciales .....	226
Gráfico 5-177. Definición de las propiedades geométricas del muro de corte .....	228
Gráfico 5-178. Definición de armadura para los cabezales .....	229
Gráfico 5-179. Definición de armadura para el panel.....	230
Gráfico 5-180. Tabla de cargas para el muro (formato S-Concrete).....	231
Gráfico 5-181. Sentido de las cargas positiva S-Concrete .....	231
Gráfico 5-182. Diagrama de interacción para el muro diseñado .....	233
Gráfico 5-183. Reporte de cálculos del muro de corte (1) .....	233
Gráfico 5-184. Reporte de cálculos del muro de corte (2).....	234
Gráfico 5-185. Reporte de cálculos del muro de corte (3) .....	235
Gráfico 5-186. Reporte de cálculos del muro de corte (4).....	236
Gráfico 5-187. Muro de corte nivel: 0+00 a 10,80 m .....	237
Gráfico 5-188. Muro de corte nivel: 10+80 a 22,40 m .....	237
Gráfico 5-189. Muro de corte nivel: 22+40 a 29,60 m .....	237



## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecu. 2.1 .....	29
Ecu. 2.2 .....	31
Ecu. 2.3 .....	31
Ecu. 2.4 .....	31
Ecu. 2.5 .....	31
Ecu. 2.6 .....	32
Ecu. 2.7 .....	32
Ecu. 2.8 .....	34
Ecu. 2.9 .....	34
Ecu. 2.10 .....	35
Ecu. 2.11 .....	35
Ecu. 2.12 .....	36
Ecu. 2.13 .....	36
Ecu. 2.14 .....	37
Ecu. 2.15 .....	37
Ecu. 2.16 .....	37
Ecu. 2.17 .....	39
Ecu. 2.18 .....	40
Ecu. 2.19 .....	40
Ecu. 2.20 .....	40
Ecu. 2.21 .....	41
Ecu. 2.22 .....	41
Ecu. 2.23 .....	41
Ecu. 2.24 .....	42
Ecu. 2.25 .....	42
Ecu. 2.26 .....	44
Ecu. 2.27 .....	44
Ecu. 2.28 .....	45
Ecu. 2.29 .....	45
Ecu. 2.30 .....	45
Ecu. 2.31 .....	47
Ecu. 2.32 .....	47
Ecu. 2.33 .....	47
Ecu. 2.34 .....	48
Ecu. 3.35 .....	50
Ecu. 3.36 .....	58
Ecu. 3.37 .....	58
Ecu. 3.38 .....	59
Ecu. 3.39 .....	59
Ecu. 3.40 .....	60
Ecu. 3.41 .....	61

Ecu. 3.42 .....	61
Ecu. 3.43 .....	62
Ecu. 3.44 .....	62
Ecu. 3.45 .....	62
Ecu. 3.46 .....	62
Ecu. 3.47 .....	63
Ecu. 3.48 .....	63
Ecu. 3.49 .....	63
Ecu. 3.50 .....	63
Ecu. 3.51 .....	64
Ecu. 3.52 .....	64
Ecu. 3.53 .....	64
Ecu. 3.54 .....	65
Ecu. 3.55 .....	65
Ecu. 3.56 .....	66
Ecu. 3.57 .....	66
Ecu. 3.58 .....	66
Ecu. 3.59 .....	67
Ecu. 3.60 .....	67
Ecu. 3.61 .....	68
Ecu. 3.62 .....	68
Ecu. 3.63 .....	81
Ecu. 3.64 .....	81
Ecu. 5.65 .....	159
Ecu. 5.66 .....	159
Ecu. 5.67 .....	159
Ecu. 5.68 .....	159
Ecu. 5.69 .....	160
Ecu. 5.70 .....	161
Ecu. 5.71 .....	162
Ecu. 5.72 .....	162
Ecu. 5.73 .....	162
Ecu. 5.74 .....	165
Ecu. 5.75 .....	168
Ecu. 5.76 .....	168
Ecu. 5.77 .....	168
Ecu. 5.78 .....	189
Ecu. 5.79 .....	189
Ecu. 5.80 .....	193
Ecu. 5.81 .....	193
Ecu. 5.82 .....	193
Ecu. 5.83 .....	212
Ecu. 5.84 .....	227

## **RESUMEN**

El presente documento expone una propuesta para el diseño sismoresistente de los elementos principales que conforman a un edificio con un gran volado, edificio que será analizado haciendo uso de programas computacionales de análisis estructural bajo la normativa vigente, tanto nacional (NEC 11) como estadounidense (ASCE 7, ACI 318, AISC 360, AISC 341), realizando las comparaciones y recomendaciones pertinentes, se indicarán los sistemas estructurales usados, sus ventajas y sus limitaciones.

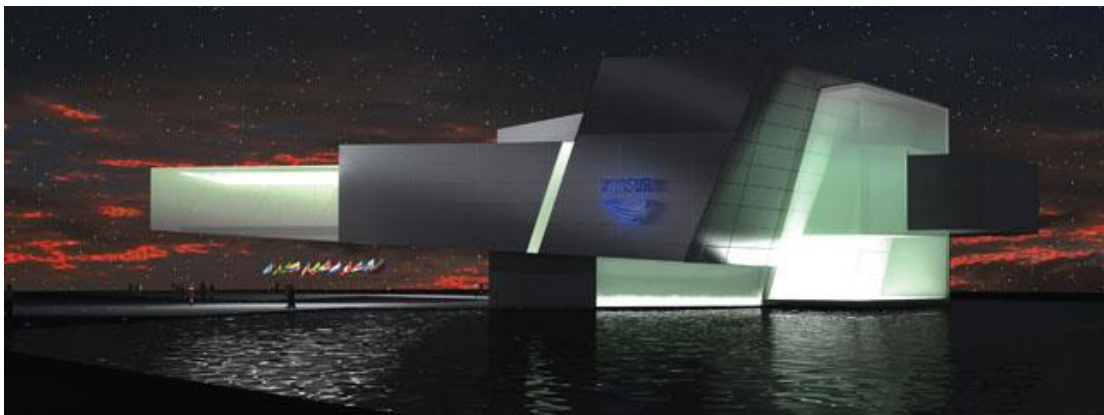
Se empezará modelando a la estructura en el computador proporcionando una guía base, se definirán las cargas tanto estáticas como sísmicas y se expondrán dos métodos para el cálculo de los efectos del sismo vertical en el volado, eligiendo el adecuado se realizará un análisis de fuerza estática equivalente y un análisis dinámico, posteriormente se verificará mediante la selección adecuada de elementos estructurales, el correcto desempeño del edificio basándose en los criterios de estabilidad, resistencia y servicialidad de la estructura (mostrando para cada caso sus respectivos cálculos), tomando en cuenta las correcciones y ajustes necesarios que se establecen en los mencionados códigos.

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

## 1.1. Introducción

Actualmente en el medio ya se construyen estructuras con la característica particular de poseer un gran volado, como es el caso del edificio que será la sede de la UNASUR, él mismo que se está construyendo en la parroquia de San Antonio en la provincia de Pichincha, este volado tendrá como dimensiones: 50 metros de largo por 38 metros de ancho y ya es considerado como el volado más grande de Sudamérica. Debido a lo vistosas que resultan arquitectónicamente este tipo de edificaciones, es probable que se vayan a desarrollar más estructuras con la misma peculiaridad, es cuando surge la necesidad de analizar el comportamiento de este tipo de estructuras, en especial frente a la acción sísmica de la zona.

**Gráfico 1-1. Sede de la UNASUR (Ecuador).**



Fuente: Caridad Vela. Quito, Capital de Naciones, Sudamericanas. Proyectos UNASUR. Internet.  
[www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=489518](http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=489518) Acceso: 14/01/2014

## **1.2. Planteamiento del problema**

Debido al creciente desarrollo urbanístico al cual se enfrenta actualmente la ciudad de Quito, se ha ido generando la necesidad de crear edificaciones estructuralmente no tradicionales, uno de estos casos específicos son las estructuras con grandes volados cuya única finalidad radica en el aspecto arquitectónico, como se conoce los volados son una parte vulnerable en una estructura, inclusive cuando no son tan grandes.

Se crean entonces las siguientes preguntas: ¿Cuáles son los principales problemas que se generarían en este tipo de estructuras?, y ¿Cuáles son los requerimientos estructurales y recomendaciones para superar estos problemas?

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo general**

Presentar la propuesta de diseño sismoresistente para un edificio con un gran volado analizarlo y verificar que cumpla con toda la normativa.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Analizar la opción más viable en términos estructurales para mitigar los efectos sísmicos que se darán en la estructura.

- Proveer las indicaciones generales para el análisis de este tipo de edificaciones en lo concerniente al detallamiento de la estructura.

#### **1.4. Hipótesis**

Los lineamientos generales para dotar de un correcto detallamiento al edificio analizado, sentarán una base útil para el diseño estructural de edificios con similares características en la ciudad de Quito.

#### **1.5. Procedimiento**

Para realizar la investigación se trabajará con un modelo estructural que tiene las características mencionadas, este será creado en el programa de análisis estructural Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 y se lo diseñará haciendo uso de la normativa correspondiente, verificando la coherencia de los resultados obtenidos.

La normativa que se usará es la siguiente:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11
- AISC 360-10
- AISC 341-10
- ACI 318-10
- ASCE 7-10

La investigación está destinada únicamente al análisis estructural de edificios de mediana altura (hasta 30 metros) con volados de gran tamaño en la ciudad de Quito, para tal efecto se usarán datos existentes en el medio.

## **1.6. Base Teórica**

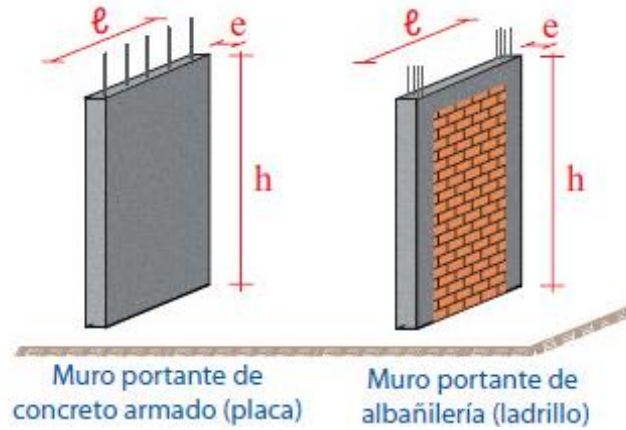
### **1.6.1. Estructuras típicas**

En el Ecuador se suelen construir normalmente los siguientes tipos de sistemas estructurales para resistencia sísmica, que se encuentran definidos tanto en el NEC 11 como en el ASCE 7-10 (American Society of Civil Engineers):

#### ***1.6.1.1. Sistemas de muros portantes***

En este tipo de sistemas se omite el uso de columnas, en vez de esto se hace uso de muros portantes que pueden estar dispuestos como paredes divisorias, estos muros soportan las cargas verticales de la estructura así como las cargas horizontales de viento o sismo, a diferencia de los muros de mampostería, estos muros son de hormigón armado, esto es lo que provee a la estructura de la rigidez necesaria para resistir las cargas mencionadas.

**Gráfico 1-2. Muro portante y muro de mampostería**



Fuente: Corporación Aceros Arequipa Construyendo 15 Internet.  
[www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/images/construyendo15/d1.jpg](http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/images/construyendo15/d1.jpg)  
Acceso: 09/01/2014

#### ***1.6.1.2. Sistemas de pórtico***

En este tipo de sistemas las cargas verticales que actúan en la estructura son soportadas esencialmente por las columnas, una pequeña porción de las cargas son soportadas por los muros de corte de la estructura, pero la función principal de estos muros en estos sistemas es la de soportar las cargas laterales a las que esté solicitada la estructura.



**Gráfico 1-3. Edificio con columnas y muros de corte**



Fuente: J.J. Linares [Trujillo Campus Universitario Avances Internet](http://Trujillo Campus Universitario Avances Internet).  
[www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-442315.html](http://www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-442315.html) Acceso: 09/01/2014

#### ***1.6.1.3. Sistemas de pórtico resistente a momento***

En este caso tenemos edificaciones cuya parte estructural consiste únicamente en vigas y columnas, se considera que estos elementos están conectados mediante nudos rígidos y que por medio de estos se realiza la transferencia de momentos flectores, es por esto que las cargas verticales y horizontales son resistidas por estos elementos.

**Gráfico 1-4. Estructura con sistema de pórtico resistente a momento**



Fuente: Diego Quintero, Julio Ussher Criterios Estructurales Internet.  
[www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.1/](http://www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.1/) Acceso: 15/01/2014

#### ***1.6.1.4. Sistemas duales con pórticos resistentes a momento tipo especial***

Este sistema consiste en un pórtico espacial en el cual vigas y columnas forman nudos capaces de transferir momentos flectores, también soportan principalmente las cargas verticales, mientras que muros de corte o sistemas de riostras, en conjunto con las vigas y columnas soportan la carga sísmica. En este sistema se establece que al menos el 25% de las fuerzas sísmicas pueda ser tomado por el pórtico a momento.

En general si en la estructura hay una buena distribución de los elementos que le dan mayor rigidez, esta estructura aumentará eficazmente su rigidez lateral con respecto a un sistema de pórticos.

**Gráfico 1-5. Estructura con sistema dual**



Fuente: Diego Quintero, Julio Ussher Criterios Estructurales Internet.  
[www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.3/](http://www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.3/) Acceso: 15/01/2014

### **1.6.2. Volados**

Se puede definir a un volado como la parte de una estructura que sobresale horizontalmente desde algún punto de la misma y en cuyo extremo no se encuentra ningún apoyo.

Es precisamente la característica de no tener un apoyo en uno de sus extremos lo que convierte a esta parte de la estructura en un elemento vulnerable, el mismo que debe ser diseñado cuidadosamente para dos aspectos:

- Debe ser capaz de resistir las cargas a las que se encuentre solicitado en todo momento de su vida útil.

- Se deben controlar las deflexiones a lo largo de todo el volado, dependiendo del tamaño del mismo con alguno de los métodos que se mencionarán más adelante, se debe tomar muy en cuenta las cargas dinámicas a las que estará sometido el volado, las cuales crearán deflexiones importantes a lo largo del mismo.

#### ***1.6.2.1. Volados Pequeños***

A este tipo de volados se los encuentra en todo tipo de edificaciones, usado por ejemplo para construir pequeños balcones, se puede considerar como un volado pequeño a uno de longitud de hasta 2 metros, para mitigar los efectos que puedan producirse debido a la acción sísmica se usan por ejemplo:

- Vigas de gran peralte, que brindarán una mayor inercia a lo largo de todo el volado.
- Vigas acarteladas, con este tipo de vigas se logrará un aumento de sección en la parte crítica del volado, en donde se genera el mayor momento, y a partir de aquí hasta el otro extremo se va reduciendo gradualmente la sección.
- Tensores, conectando de manera inclinada, el extremo del volado hasta una parte más alta de la estructura.

### **Gráfico 1-6. Edificio con volados pequeños**



Fuente: Ricardo Ferreira, Rodrigo Chauriye, Fotografía edificio Atenea Santiago de Chile Internet.  
[www.plataformaarquitectura.cl/2009/08/13/edificio-atenea-chauriye-stager-arquitectos/](http://www.plataformaarquitectura.cl/2009/08/13/edificio-atenea-chauriye-stager-arquitectos/) Acceso:  
15/01/2014

#### ***1.6.2.2. Volados medianos***

Este tipo de volados debido a su longitud de hasta 12 metros requieren de otro tipo de soluciones, como la siguiente:

- Uso de vigas de hormigón presforzado

Las vigas de hormigón presforzado son vigas que están constituidas de hormigón de una resistencia mayor a la comúnmente usada y también de acero de mejores características que el usado en el hormigón armado, esto permite que se lleguen a tener vigas de mayor longitud y menor peso, aunque el control de calidad de dichas vigas es más riguroso.

El proceso de diseño es el siguiente:

Una vez que se dispongan de las longitudes requeridas así como las solicitaciones que soportarán las vigas se procede a diseñar la geometría y el refuerzo de las

mismas, cabe recalcar que existen dos tipos de vigas de hormigón presforzado y son: las vigas de hormigón pretensado y vigas de hormigón postensado, en ambos casos se va a inducir un presfuerzo de tensión en el refuerzo de acero de la viga, esto para contrarrestar en cierta medida al momento que se produce a lo largo de la viga en diferentes intensidades, en el caso de las vigas postensadas, como su nombre lo indica es una viga cuyo refuerzo va a ser esforzado luego de que el hormigón haya fraguado, el proceso consiste en lo siguiente: una vez encofrado se procede a colocar ductos por los que posteriormente se introducirá el refuerzo de acero, se vierte el hormigón y se lo deja fraguar el tiempo requerido según las especificaciones, luego de esto se procede a insertar el acero por los ductos y mediante los anclajes ya sean activos o pasivos (a un lado o a los dos) se los esfuerza a tensión, esto producirá inicialmente una contraflecha, es en ese instante en donde se debe inyectar la lechada de hormigón a presiones especificadas para determinados casos, con esto se creará la adhesión necesaria para que se trabaje en conjunto. Es común usar vigas I con alerones, ya que han demostrado ser las óptimas para este tipo de hormigón.

Para el cálculo del refuerzo es importante tener en cuenta que existen pérdidas de esfuerzo en el refuerzo y esto debido a varias causas, como las siguientes:

-Pérdidas por el comportamiento del material:

- Hormigón

- Acortamiento elástico del hormigón

- Acortamiento por flujo plástico

- Acortamiento por desecación y retracción (pérdidas de agua)

- Acero (relajación)

- Fricción de elementos de tensión con los ductos
- Comportamiento del anclaje

El refuerzo longitudinal que se coloca a manera de torones (cables entorchados), suele tener una disposición parabólica esto debido a que en el centro se necesita tener una excentricidad mayor con respecto al centro de gravedad de la sección ya que es el punto crítico, el cual soporta más momento y requiere un mayor brazo de palanca para mitigar este efecto.

#### ***1.6.2.3. Volados grandes (atípicos)***

Volados de más de 20 metros entran en esta categoría, son volados poco comunes y es precisamente en esta categoría en donde se encuentra ubicada la estructura que se va a analizar en capítulos posteriores.

**Gráfico 1-7. Torre Mare Nostrum Barcelona-España**



Fuente: Benedetta Tagliabue, Arquitectura: 2001 a 2010 Internet.  
[www.noticias.arq.com.mx/Detalles/11490.html#.UtgQY\\_TuI-M](http://www.noticias.arq.com.mx/Detalles/11490.html#.UtgQY_TuI-M) Acceso: 16/01/2014



En Barcelona-España se encuentra el edificio Mare Nostrum, en donde funciona la sede del grupo “Gas Natural”, este edificio de 86 metros de altura posee un voladizo de 40 metros de longitud y de 20 metros de altura (5 plantas), en cuanto a la estructura del edificio, está compuesto por núcleos de hormigón armado, y tanto el volado como el resto de la edificación están hechos de estructura metálica<sup>1</sup>.

**Gráfico 1-8. Voladizo, torre Mare Nostrum**



Fuente: Blog Arquitectura en Barcelona, Torre Mare Nostrum de Enric Miralles Internet. [www.arquitecturaenbarcelona.blogspot.com/2011/03/torre-mare-nostrum-de-enric-miralles-y.html](http://www.arquitecturaenbarcelona.blogspot.com/2011/03/torre-mare-nostrum-de-enric-miralles-y.html)  
Acceso: 16/01/2014

Para ser soportado, el volado incorpora cuatro elementos:

- Un núcleo vertical de hormigón armado que pasa por el centro del edificio.
- Un núcleo vertical dispuesto en el extremo dorsal.
- Dos Grandes piezas de celosía dispuestas en las fachadas longitudinales del edificio.

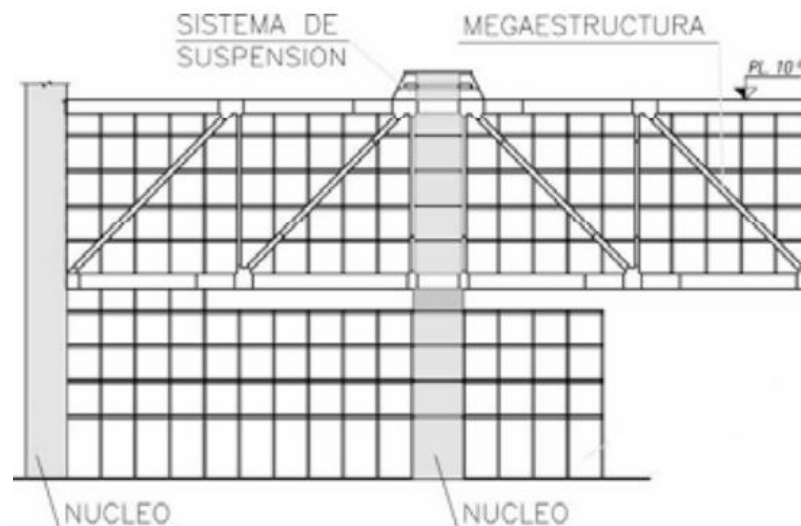
---

<sup>1</sup> Guillermo Barcelona Lista de edificios Internet. [www.urbanity.es/foro/rascacielos-y-highrises-cat/1974-barcelona-lista-de-edificios-y-torres.html](http://www.urbanity.es/foro/rascacielos-y-highrises-cat/1974-barcelona-lista-de-edificios-y-torres.html) Acceso: 16/01/2014



- Un sistema de suspensión en la coronación del núcleo que se encuentra en el centro del edificio.

**Gráfico 1-9. Elementos del volado de la torre Mare Nostrum**



Fuente: Julio Martínez Calzón Torre Mare Nostrum para Gas Natural en Barcelona, Internet.  
[www.eache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra80.pdf](http://www.eache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra80.pdf) Acceso: 16/01/2014

Las celosías usadas para este sistema son de tipo Pratt, los perfiles metálicos especiales usados en las columnas y diagonales fueron secciones tipo cajón de 30 cm de ancho, y los espesores de las paredes de 80 mm, otra característica en este elemento es que la losa que está en la parte superior del volado es de hormigón presforzado.

**Gráfico 1-10. Voladizo en fase de construcción, torre Mare Nostrum**



Fuente: Germán Blanco Construcción en altura Internet.  
[www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=252960&page=7](http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=252960&page=7) Acceso: 16/01/2014

El edificio donde funcionará la sede de la UNASUR en el Ecuador contará con un sistema muy parecido al expuesto, se usará estructura en acero y hormigón armado, se construirá un núcleo de hormigón armado, en el cual se anclarán dos cerchas metálicas como si se tratase de una viga<sup>2</sup>.

### **1.6.3. Celosías**

Celosía o cercha, es una estructura articulada que cumple con las siguientes características:

- Debe estar formada por barras rectas.
- Debe formar nudos en las uniones de las barras.

---

<sup>2</sup> Caridad Vela, QUITO, Capital de Naciones, Sudamericanas, Proyecto UNASUR Internet.  
[www.clave.com.ec/index.php?idSeccion=359](http://www.clave.com.ec/index.php?idSeccion=359) Acceso: 16/01/2014

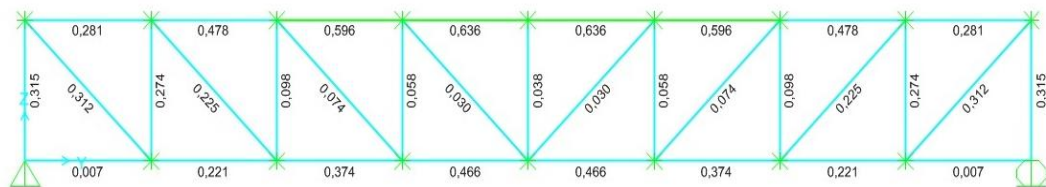
- Las barras deben formar paneles triangulares.

Este tipo de estructuras trabajan esencialmente a tensión y a compresión, y solo en pequeños porcentajes a flexión, aunque los nudos no se encuentran exactamente articulados se los considera así, esto debido a que los ejes centroidales de las barras concurren a un solo punto.

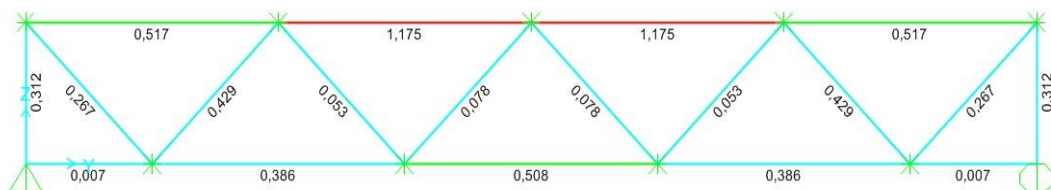
Por lo general las celosías son livianas y tienen gran capacidad para soportar cargas, se usan en construcciones con luces muy grandes (estructura usada en edificios con grandes volados como se observó anteriormente), también es común su uso en puentes.

Existen varios tipos de celosías según su geometría, entre las más relevantes están las siguientes:

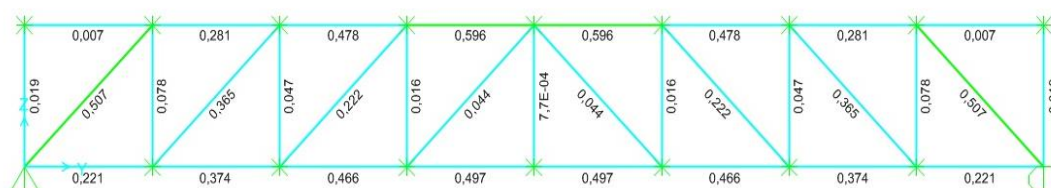
**Gráfico 1-11. Celosía tipo Pratt**



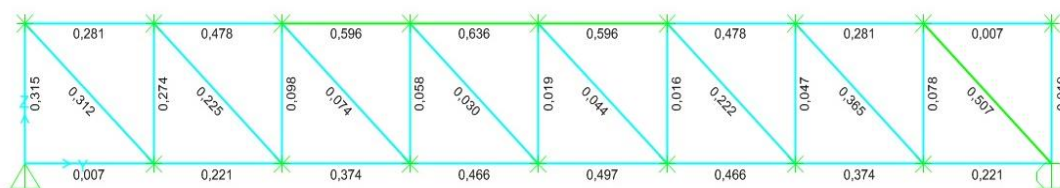
**Gráfico 1-12. Celosía tipo Warren**



**Gráfico 1-13. Celosía tipo Howe**



**Gráfico 1-14. Celosía tipo Sierra**



Una celosía metálica también puede ser pretensada, el proceso consiste en colocar una fuerza en el extremo de las barras horizontales en el sentido opuesto en el que van a actuar las cargas, luego de esto se colocan las barras verticales, una vez acopladas se imprime una fuerza en el sentido en el que actuarán las cargas, hasta que la cercha quede horizontal, seguidamente se procede a colocar las barras oblicuas.

### Vigas en Celosía

Cuando se trabaja con grandes luces resulta más económico utilizar vigas en celosía que vigas de alma llena, en las vigas en celosía las barras se denominan según su posición, del siguiente modo<sup>3</sup>:

- Cordón superior: formado por la unión de barras que se encuentran en la parte superior de la viga, en el caso específico de ser una viga en voladizo todas estas barras se encontrarán en tensión (en condición estática).
- Cordón inferior: formado por la unión de barras que se encuentran en la parte inferior de la viga, de igual manera si se trata de una viga en voladizo, todas estas barras estarán sujetas a fuerzas axiales de compresión.

<sup>3</sup> Ingeniería rural, Vigas en Celosía Internet. [www.ingenieriarural.com/Trans\\_const/Tema16.pdf](http://www.ingenieriarural.com/Trans_const/Tema16.pdf)  
Acceso:17/01/2014

- Montantes: son las barras verticales que se encuentran a lo largo de la viga en celosía.
- Diagonales: son las barras inclinadas que se encuentran en el alma de la viga uniendo un nudo inferior a uno superior.

Se puede asumir, cuando se colocan cargas únicamente en los nudos, que solo existirán esfuerzos axiales exclusivamente, como en la mayoría de casos esto no sucede las fuerzas distribuidas o puntuales deben repartirse a cada nudo a manera de reacciones, cuando esto sucede se deben diseñar a las barras para que tengan la suficiente resistencia a efectos de flexo-tracción o flexo-compresión, como ya se mencionó se deben calcular los esfuerzos como si los nudos fuesen articulados, sabiendo que en la construcción los nudos son rígidos o medianamente rígidos.

#### **1.6.4. Hormigones de alta resistencia**

Se considera que un hormigón es de alta resistencia cuando posee una resistencia a la compresión a los 28 días mayor a  $700 \text{ Kg/cm}^2$  (valor que ha ido creciendo con la implementación de nuevas tecnologías), otras propiedades se ven mejoradas en este tipo de hormigones, por ejemplo aumenta la durabilidad, disminuyen las deformaciones, mejora la impermeabilidad y la resistencia al fuego, los encofrados pueden ser retirados en menor tiempo, al usar este tipo de hormigón se requieren de secciones más pequeñas, también se consigue alivianar a la estructura<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> Hormigones Artigas, Hormigón de alta resistencia Internet.  
[www.cemartigas.com.uy/HORMIG%C3%93N%20DE%20ALTA%20RESISTENCIA.htm](http://www.cemartigas.com.uy/HORMIG%C3%93N%20DE%20ALTA%20RESISTENCIA.htm) Acceso: 16/01/2014

Para poder conseguir un hormigón de tales características los materiales del que esté formado deben tener un estricto control de calidad, tanto en las cantidades necesarias como en el proceso de mezcla.

Para que se lleguen a obtener satisfactoriamente esas cualidades es necesario también realizar un excelente proceso de curado hecho que es determinante.

La relación agua cemento es otro aspecto que se debe respetar a cabalidad, la adición de una mayor cantidad de agua perjudica la calidad final.

Este tipo de hormigón suele ser solicitado para su uso en hormigón presforzado, y a su vez, este es usado cuando se trabaja con medianos y grandes volados.

Como ya se mencionó, de la relación agua cemento depende la resistencia de un hormigón, en un inicio esta relación tenía valores de entre 0,8 a 0,5 pero hoy en día gracias al uso de aditivos, con una relación agua cemento de 0,4 se obtienen hormigones muy trabajables.

A este tipo de hormigones se los conoce también como hormigones de alto desempeño siendo este nombre más acertado, todos estos tipos de hormigones tienen como característica el tener una relación agua cemento menor que 0,4 entre los más usados están los siguientes<sup>5</sup>:

- Hormigón de alta resistencia común
- Hormigón de alta resistencia inicial
- Hormigón auto compactante
- Hormigón compactado con rodillo
- Hormigón de polvo reactivo o de ultra alto desempeño

---

5 Instituto Ecuatoriano del Cemento y del Hormigón, Notas técnicas Hormigón de alto desempeño Internet. [www.inecyc.ec/documentos/notas\\_tecnicas/ALTO\\_DESEMPENO.pdf](http://www.inecyc.ec/documentos/notas_tecnicas/ALTO_DESEMPENO.pdf) Acceso: 17/01/2014

En general debido a la reducción de volumen, las estructuras construidas con hormigones de alta resistencia han demostrado ser más económicas que aquellas construidas con hormigones comunes, alrededor del 90% del hormigón que se produce en el mundo tiene resistencias a la compresión de entre  $200 \text{ kg/cm}^2$  y  $400 \text{ kg/cm}^2$ , crear este tipo de hormigones representa un verdadero reto, y como ya se mencionó, se necesita de los materiales correctos:

- Agregado grueso: al ser el material que mayor volumen ocupa en la mezcla, se recomienda que para este tipo de hormigones, el agregado grueso debe tener en promedio una resistencia a la compresión del orden de  $1700 \text{ kg/cm}^2$ , con un tamaño máximo de 25 mm se pueden obtener estos hormigones, a medida que disminuye el tamaño máximo aumenta la resistencia.
- Agregado fino: es recomendable usar agregados finos con un módulo de finura que esté entre el rango de 2,5 a 3,2, el volumen de este debe mantenerse al mínimo para obtenerse una buena compactación.
- Cemento: la selección de este material resulta mucho más difícil, lo recomendable es realizar los ensayos de laboratorio pertinentes tanto para analizar sus propiedades mecánicas, así como para verificar la compatibilidad del mismo con los súper plastificantes.

#### **1.6.5. Vibraciones**

Una vibración es el movimiento de un cuerpo alrededor de su posición de equilibrio las vibraciones se dividen en dos tipos, vibraciones libres, que son aquellas que se presentan en ausencia de fuerzas externas y vibraciones forzadas que son aquellas que se presentan en presencia de fuerzas externas.

Una estructura sujeta a una vibración puede estar amortiguada o no, la amortiguación es el efecto causado por fuerzas externas o internas de fricción que disipan parte de la energía del sistema.

### Cargas dinámicas

Una carga dinámica es una carga que se caracteriza por cambiar de posición y de intensidad en un lapso de tiempo.

Existen dos tipos de cargas dinámicas:

- Carga dinámica impulsiva: es una carga que varía con el tiempo, completamente independiente del movimiento de la estructura.
- Carga dinámica de impacto: es una carga que varía con el tiempo y depende del movimiento de la estructura.

Es importante definir los siguientes conceptos:

- Sistema: es todo cuerpo o conjunto de cuerpos que poseen masa y rigidez y son susceptibles de vibrar, un sistema puede ser discreto, es decir que sus masas y rigideces están concentrados en varios puntos específicos de la estructura, o puede ser continuo donde no es factible concentrar las masas y las rigideces.
- Grado de libertad: es el número de coordenadas independientes necesarias para determinar por completo la posición de un sistema en un instante dado<sup>6</sup>.
- Ciclo: es el movimiento comprendido entre dos instantes de tiempo en el cual el sistema regresa a una misma posición.
- Periodo: es el tiempo en el que se ejecuta un ciclo.

---

6 Marcelo Guerra Apuntes de clase Análisis Dinámico PUCE 2013



- **Análisis dinámico:** es el análisis que se le hace a una estructura para conocer su comportamiento en función del tiempo, estructura que estará sujeta a cargas que también varían con el tiempo, existen dos tipos de análisis, el análisis dinámico determinístico, el cual se hace cuando se conoce perfectamente a la carga dinámica, y el análisis dinámico probabilístico cuando no se conoce a la carga dinámica y se la define de manera estadística.

- **Espectro de respuesta:** es la gráfica de la ordenada espectral (aceleración, velocidad, desplazamiento) y el periodo natural de vibración para un amortiguamiento dado, estos espectros son herramientas fundamentales para realizar el diseño sismoresistente de una estructura, estos permiten estudiar de manera relativamente sencilla la compleja acción dinámica proveniente de los sismos, explosiones etc.

**Tipos de espectros:**

- **Espectros de respuesta elásticos:** representan los parámetros de respuesta máxima para un sismo determinado se puede se pueden estudiar curvas con distintos tipos de amortiguamiento, estos gráficos tienen variaciones y picos bruscos.

- **Espectros de respuesta inelástica:** son los gráficos en los que se supone que la estructura incursionará en el rango no lineal, razón por la que se entiende que se presenten grandes deformaciones sin llegar al colapso de la misma.

- **Espectros de diseño:** son gráficas que se las ha obtenido luego de realizar un promedio de una familia de sismos registrados en suelos de las mismas

características, el espectro de diseño presenta variaciones suaves en el gráfico, para construir el espectro de diseño todos los registros sísmicos se normalizan o se equiparan al sismo que tiene la máxima ordenada espectral.

- Espectros tripartitos: este tipo de espectros permiten agrupar la velocidad la aceleración y el desplazamiento en la misma gráfica, para lo cual se tienen 4 escalas logarítmicas, la vertical muestra la velocidad, la horizontal el periodo de vibración, el desplazamiento se presenta con un ángulo de 45 grados respecto a la horizontal y la aceleración con un ángulo de 135 grados.

- Modos de vibración: representan el movimiento particular o característico de la estructura para sus periodos fundamentales, el primer modo (traslacional) es usado para realizar la distribución de la fuerza lateral mediante el análisis pseudo estático, este análisis es un estudio simplificado que se usa en estructuras bajas y sin irregularidades<sup>7</sup>.

#### **1.6.6. Estabilidad**

Estructuralmente a la estabilidad se la ha tratado como ese estado de un cuerpo en el cual todas las fuerzas actuantes sobre el mismo se encuentran en equilibrio, pero este aspecto es solo una parte de lo que en si engloba este concepto, desde el punto de vista de la seguridad no solo es importante el equilibrio sino que la configuración de la estructura se mantenga constante a lo largo de su vida útil en todo momento,

---

<sup>7</sup> Marcelo Guerra Apuntes de clase Análisis Dinámico PUCE 2013

inclusive cuando la estructura se encuentre sometida a fuerzas externas que perturben su condición estática.

Entonces se puede definir como estabilidad para una estructura como “La capacidad para conservar su configuración frente a acciones exteriores”<sup>8</sup>.

Para analizar si una estructura se encuentra en equilibrio estable se debe someterla a una perturbación y analizar las modificaciones de las fuerzas frente a este hecho y comparar estas respuestas con la posición original.

#### Criterios de estabilidad

Dependiendo del comportamiento de una estructura se la puede clasificar en tres grupos:

- Estable: las fuerzas en la configuración modificada, tienden a hacer que la estructura vuelva a su estado original.
- Inestable: las fuerzas en la configuración modificada, tienden a hacer que la estructura se aleje su estado original.
- Indiferente: las fuerzas en la configuración modificada se encuentran en equilibrio.

Existen muchos métodos para analizar en que caso se encuentra la estructura, uno de estos es el método de la matriz de rigidez, el valor del determinante de la matriz de rigidez de la estructura es positivo cuando existe un equilibrio estable, negativo cuando existe un equilibrio inestable y nulo si hay un equilibrio indiferente.

---

8 Apuntes-Estructuras III-Facultad de Ingeniería-Universidad de la Plata Estabilidad de las estructuras – Pandeo  
Internet. [www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/eses.pdf](http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/eses.pdf) Acceso: 17/01/2014

## **CAPÍTULO 2: ESPECIFICACIONES HORMIGÓN ARMADO**

### **2.1. Generalidades**

El hormigón armado es uno de los materiales más usados para la construcción de edificaciones, esto debido a las propiedades que posee, tanto físicas como mecánicas, un factor determinante es la resistencia a la compresión que puede llegarse a obtener ( $f'_c$  resistencia a la compresión de una probeta de hormigón estándar a los 28 días), así como el hecho de poder crear elementos con la geometría deseada en obra, el hormigón armado consta de dos elementos, el hormigón propiamente dicho y el acero de refuerzo, esta combinación es necesaria y posible debida a los siguientes aspectos:

- El hormigón simple tiene poca resistencia a la tensión y se usa el acero para actuar frente a esta sollicitación en un elemento estructural.
- Los dos materiales tienen afinidad química ya que el uno no afecta al otro y viceversa, además el hormigón se adhiere al acero, lo que permite que trabajen en conjunto, de igual forma se deforman juntos.
- Los dos materiales poseen una similar dilatación térmica.
- El hormigón tiene una gran resistencia a la corrosión y protege al acero que tiene por el contrario, poca resistencia a la misma.
- El hormigón tiene una gran resistencia al fuego y protege al acero que tiene por el contrario poca resistencia al mismo.

El hormigón es una mezcla de agregados finos, agregados gruesos, agua y cemento, para el caso del agregado fino se debe usar un agregado que cumpla con una granulometría determinada, para el caso del agregado grueso, a parte de la granulometría se deben cumplir los criterios de resistencia a la compresión, de resistencia a la abrasión y su forma debe ser la adecuada.

Para el cemento también se disponen de distintos tipos, desde el de uso común, hasta cementos de fraguado rápido, fraguado lento, resistente a los sulfatos etc, que se usarán dependiendo del tipo de estructura que se vaya a construir y su ubicación.

Adicionalmente se pueden usar aditivos para mejorar alguna de las características de la mezcla, como por ejemplo se pueden usar los siguientes:

- Aditivo acelerante: acelera el tiempo de fraguado.
- Aditivo retardante: reduce el proceso de fraguado.
- Aditivo plastificante: se obtiene un hormigón más fluido sin incrementar el agua.
- Aditivo impermeabilizante etc.

Al hormigón también se lo puede calificar por su grado de trabajabilidad, para esto se hace uso del cono de Abrahms en donde se mide su asentamiento y se determina que tan trabajable es el hormigón.

Un aspecto importante que se debe tener en cuenta en su uso es que se debe evitar la segregación, es decir que cuando se vierte el hormigón los agregados gruesos desciendan, creando una mezcla no homogénea, para evitar esto se debe controlar la altura de lanzado.

Una vez colocado el hormigón debe ser vibrado para su correcta distribución, como recomendación a frecuencias no mayores de 30 Hz, además se debe controlar el tiempo de vibrado para evitar la segregación.

En el proceso de fraguado, un factor determinante es el curado para que se lleguen a obtener las resistencias de diseño.

En cuanto a las propiedades mecánicas se puede mencionar que la resistencia a la tensión del hormigón tiene un valor aproximado de  $f_r = 2\sqrt{f'_c}$  (de un 8% a un 12% de la resistencia a la compresión), en cambio la resistencia al corte que es mayor a la de la resistencia a la tensión, suele encontrarse en el rango del 35% al 80% de  $f'_c$ .

Otro valor muy importante es el módulo de elasticidad el cual se estima como se dicta en el ACI en  $15100\sqrt{f'_c}$  [kg/cm<sup>2</sup>].

En cuanto al refuerzo, como ya se mencionó es de acero, en este caso en forma de barras con tamaños predeterminados y con la particularidad de ser corrugadas para proporcionar una mayor adherencia (para elementos de hormigón presforzado se permiten barras lisas), este refuerzo debe cumplir con lo especificado en la norma ASTM A615 (aceros al carbón), estas barras se clasifican por su esfuerzo de fluencia, que corresponde a su grado, por ejemplo una varilla grado 60 corresponde a un esfuerzo de fluencia de 60 KSI (4200 kg/cm<sup>2</sup>), el módulo de elasticidad del acero corresponde a un valor de 2040000 Kg/cm<sup>2</sup>.

## **2.2. Método de última resistencia**

Es el método usado en la actualidad para el diseño de estructuras de hormigón armado, el método pretende que se lleguen a diseñar elementos de hormigón armado

considerando que se va a incurrir en el campo de las deformaciones inelásticas y que se llegarán a alcanzar las resistencia máximas, no interesa que los esfuerzos sobrepasen un valor u otro, lo que interesa es que el elemento no sobrepase los esfuerzos que producirían la falla.

Se usa principalmente este método porque las secciones de hormigón armado se comportan inelásticamente bajo cargas elevadas y la teoría elástica no considera esto, en este método se usan de manera más coherentes los factores de carga (superiores a la unidad, para mayorar las cargas de servicio a cargas últimas) y los factores de reducción de capacidad de carga, estos aseguran un factor de seguridad que es necesario debido a los siguientes motivos:

- La posibilidad de cargas mayores a las previstas en el diseño.
- Posibilidad de mala calidad en los materiales.
- Posibilidad de mala calidad en la mano de obra como por ejemplo:
  - Encofrados mal hechos.
  - Varillas mal ubicadas.
  - Mala colocación del hormigón (segregación).
- Inexactitud y simplificaciones de la teoría usada y posibilidad de errores en el diseño.

Los factores de reducción de capacidad de carga mencionados para las distintas sollicitaciones son los siguientes:

- $\phi = 0,9$  para flexión y tensión.
- $\phi = 0,85$  para corte y torsión.
- $\phi = 0,70$  para compresión con o sin flexión (columnas de estribos)

-  $\phi = 0,75$  para compresión con o sin flexión (columnas de espiral)

El método se basa en la siguiente ecuación fundamental:

$$F_u \leq \phi F_n$$

***Ecu. 2.1***

Lo anterior quiere decir que las fuerzas ultimas mayoradas de cualquier tipo que actuarán sobre un elemento deberán ser menores que la fuerzas nominales del elemento, es decir las que puede soportar (reducidas por su respectivo coeficiente de reducción de carga según el caso).

El diseño de elementos por este método permite en última instancia usar las reservas de resistencia que se generan debido a una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas.

Este método también presenta la ventaja de que se puede evaluar la ductilidad de la estructura en el rango inelástico, esto es de suma importancia cuando se considera la redistribución de los esfuerzos de los elementos diseñados a flexión ya sea por cargas de gravedad o por cargas sísmicas.

La ductilidad en un elemento se define como la capacidad que tiene dicho elemento para deformarse sin perder su capacidad de carga, en el caso del hormigón armado se trabaja con un material dúctil como es el caso del acero y un material frágil que es el hormigón.

Al tener una estructura que tenga un alto grado de ductilidad se consigue lo siguiente:



- Se permite absorber mayor energía a través de una mayor deformación.
- Se genera una redistribución de esfuerzos de las secciones más esforzadas a las secciones aledañas menos esforzadas.

### **2.3. Diseño de vigas**

Las vigas como elementos estructurales, se encuentran principalmente sometidas a flexión, para su diseño usando el método de la última resistencia tenemos las siguientes hipótesis:

- Secciones planas permanecen planas antes y después de la deformación, esto quiere decir que las deformaciones en la armadura así como la deformación que se producirán en el hormigón serán directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- Se desprecian los esfuerzos de tensión del hormigón.
- La deformación unitaria del hormigón en la falla es constante e igual a 0,003.
- Los esfuerzos de compresión del hormigón en la falla pueden representarse por el bloque rectangular de esfuerzos de Whitney.
- Los esfuerzos del acero son proporcionales a la deformación para  $\epsilon_s < \epsilon_y$  y son constantes e iguales a  $F_y$  para  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ .

Se tienen los siguientes requerimientos para elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento:

Como requisitos geométricos  $b$  debe ser mayor que  $0,3 h$  y a su vez mayor que 25 cm.

La luz libre deberá ser mayor que 4 veces  $h$ .

La carga axial última deberá ser menor que:

$$P_u \leq 0,10 f'c A_g$$

**Ecu. 2.2**

El área de refuerzo mínimo para flexión tanto para el refuerzo superior como inferior corresponde a:

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

**Ecu. 2.3**

Para hormigones con  $f'c$  mayor a  $310 \text{ kg/cm}^2$  rige la siguiente ecuación para el refuerzo mínimo:

$$A_{s \min} = \frac{0,8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

**Ecu. 2.4**

Se deberá contar por lo menos con dos varillas inferiores y dos varillas superiores, también se tiene un limitante en el caso del acero de refuerzo máximo:

$$A_{s \max} = 0,025 b_w d$$

**Ecu. 2.5**

El área del refuerzo inferior debe ser mayor que el 50% del área del refuerzo superior para el momento negativo, y se debe asegurar que para el momento positivo el área del refuerzo tanto superior como inferior tengan más del 25% del  $A_{s \max}$ .

Para determinar el área de refuerzo requerida se usa la siguiente fórmula:

$$A_s = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} b \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 M_u}{0,9 f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

***Ecu. 2.6***

Se prohíben los traslapes dentro de los nudos y a una distancia de 2h desde la cara de la columna hacia el centro de la viga.

Debe colocarse el refuerzo transversal a manera de estribos cerrados (de diámetro mínimo 10 mm) en una longitud igual a dos veces la altura del elemento (desde la cara del apoyo hacia el centro de la luz, en los dos extremos), cuyo espaciamiento en esta zona será el menor de:

$$s \leq d/4$$

$$s \leq 6 \text{ veces el menor diámetro de las varillas longitudinales}$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

***Ecu. 2.7***

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.

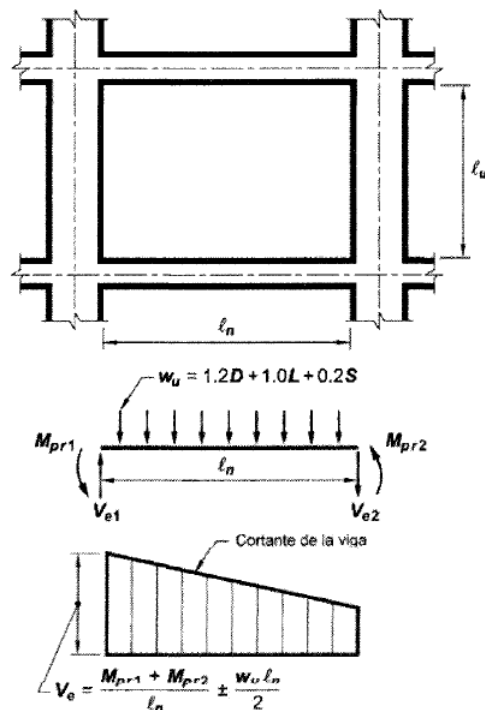
En el resto del elemento se deben colocar estribos con un espaciamiento menor que d/2.

Los estribos se arreglarán de tal manera que cada varilla esquinera y cada varilla alterna tengan un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interior de no más de 135 grados, además ninguna varilla deberá estar separada más de 15 cm libres a cada lado de tal varilla lateralmente soportada.

Otro requisito de resistencia a cortante en lo referente a la fuerza de diseño es que la fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable  $M_{pr}$ , y que el elemento además está cargado con las cargas gravitacionales correspondientes a lo largo de su luz.<sup>9</sup>

Teniendo una viga de longitud  $\ell_n$  con los dos momentos probables en sus extremos y con una carga distribuida  $W_u$  se tienen las siguientes fuerzas:

**Gráfico 2-1. Cortante de diseño para vigas**



Fuente: American Concrete Institute Requisitos de reglamento para concreto estructural Estados Unidos, 2008, Capítulo 21 página 352.

9 American Concrete Institute Requisitos de reglamento para concreto estructural Estados Unidos, 2008, Capítulo 21 página 351.

$$V_G = \frac{W_u l_n}{2}$$

$$V_E = \frac{(M_{pr1} + M_{pr2})}{l_n}$$

$$V_e = \frac{(M_{pr1} + M_{pr2})}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$

**Ecu. 2.8**

$M_{pr}$  se basa en un esfuerzo de tensión igual a  $1,25 f_y$

$$M_{pr} = A_s(1,25 f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{1,25 f_y A_s}{0,85 f' c b}$$

**Ecu. 2.9**

## 2.4. Diseño de columnas

Se deben diseñar como elementos sometidos a flexión y carga axial a columnas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, que tengan una fuerza axial mayorada de compresión  $P_u$  mayor que  $0,1 A_g f'_c$ .

En cuanto a los requerimientos geométricos para estos elementos se tiene:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico no debe ser menor que 300 mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4.

En lo correspondiente a la resistencia a la flexión de las columnas debe satisfacerse la ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

**Ecu. 2.10**

Donde,

$\sum M_{nc}$  es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$  es la suma de los momentos nominales a la flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

En lo referente al refuerzo longitudinal, el área de refuerzo deberá ser:

$$A_{st} \geq 0,01A_g$$

$$A_{st} \leq 0,06A_g$$

**Ecu. 2.11**

Los traslapes se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, y los mismos serán de tensión solamente, debido a la posibilidad de inversión de momentos.

Se debe contar además con el refuerzo transversal, el cual tiene las siguientes funciones:

- Proveer soporte lateral a las varillas longitudinales.
- Proveer resistencia adicional al corte.
- Dar confinamiento al núcleo de la columna con el consiguiente aumento de ductilidad.

El diámetro mínimo de los estribos será de 10 mm, se deberán definir dos zonas en la columna, la zona de confinamiento  $l_0$  (también la zona de traslape) y la zona central  $l_1$ , las zonas de confinamiento se encuentran en los dos extremos de la columna y su longitud será la mayor de las siguientes:

$$l_0 \geq \text{lado mayor de la columna}$$

$$l_0 \geq \text{luz libre} / 6$$

$$l_0 \geq 45 \text{ cm}$$

**Ecu. 2.12**

Por lo tanto la longitud de la zona central será:

$$l_1 = l_n - 2l_0$$

**Ecu. 2.13**

En la zona de confinamiento, los espaciamientos entre estribos deberán ser el menor de las siguientes:

$$S_o \leq \text{lado menor} / 4$$

$$S_o \leq 6 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$$

$$S_o \leq 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \quad \text{mayor que 10 cm pero menor que 15cm}$$

**Ecu. 2.14**

$h_x$ : distancia entre dos estribos o amarres consecutivos, esta distancia no deberá ser mayor que 35 cm.

El refuerzo transversal en la zona  $l_0$  también debe cumplir con los siguientes requisitos:

Siendo  $b_c$  la dimensión del núcleo de la columna medida de centro a centro de los estribos extremos de la columna en cualquiera de los dos sentidos, se debe cumplir que  $A_{sh}$  el área total de refuerzo transversal perpendicular a la dimensión  $b_c$  sea:

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{f_y}$$

**Ecu. 2.15**

Siendo  $A_{ch}$  el área del núcleo de la columna medida en la parte exterior de los estribos.

Para el caso de la zona central, el espaciamiento entre estribos deberá ser el menor de las siguientes:

$$S \leq 6 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$$

$$S \leq 15 \text{ cm}$$

**Ecu. 2.16**



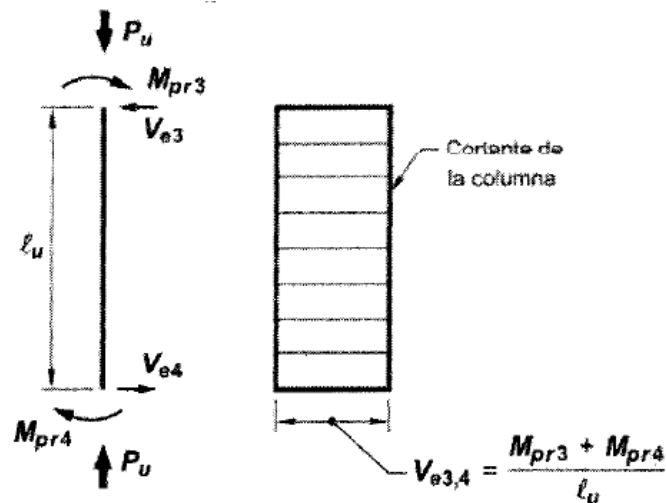
En lo concerniente a los requisitos de resistencia a cortante, para el diseño se usará la fuerza  $V_e$ , la cual considera que se desarrollará la resistencia probable nominal simultáneamente en ambos extremos de la altura libre de la columna.

$V_e$  no debe ser menor que el cortante mayorado obtenido mediante el análisis.

El refuerzo transversal en la longitud  $l_0$ , debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c=0$  si las siguientes condiciones ocurren simultáneamente:

- El refuerzo de cortante inducido por sismo representa la mitad de la resistencia máxima al cortante requerida dentro de  $l_0$ .
- La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo el efecto del sismo es menor que  $0,2 A_g f'_c$ .

**Gráfico 2-2. Cortante de diseño para columnas**



Fuente: American Concrete Institute Requisitos de reglamento para concreto estructural Estados Unidos, 2008, Capítulo 21 página 352.

La idea es dar la resistencia al corte suficiente para que no falle previamente, con esto se pretende evitar una falla frágil en las columnas y que se dé una falla dúctil en

las vigas, es decir el acero en estas zonas empezará a fluir y se deformará en esas zonas a manera de articulaciones.

## 2.5. Diseño de nudos

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas en la cara del nudo, deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es  $1,25f_y$ .

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse tanto en compresión como en tracción, cumpliendo la siguiente normativa:

Para tamaños de barras de 10 a 32 mm la longitud de desarrollo  $l_{dh}$  para una barra con gancho estándar de 90 grados no debe ser menor que:

$l_{dh} \geq 8 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq \frac{f_y \cdot d_b}{17,2 \sqrt{f'_c}}$$

**Ecu. 2.17**

Se especifica también que la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese un nudo viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga, no debe ser menor que 20 veces el diámetro.

El refuerzo transversal en el nudo debe cumplir con lo siguiente:

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fy} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fy}$$

**Ecu. 2.18**

Y además:

$$S_o \leq \text{lado menor} / 4$$

$$S_o \leq 6 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$$

$$S_o \leq 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \quad \text{mayor que 10 cm pero menor que 15cm}$$

**Ecu. 2.19**

Cuando existan elementos que llegan a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos las tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse de refuerzo transversal dentro de  $h$  del elemento de menor altura que llegue al nudo, igual a por lo menos la mitad de la cantidad requerida en:

$$A_{sh} \geq 0,3 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fy} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'c}{fy}$$

**Ecu. 2.20**

En estos lugares se permite que el espaciamiento obtenido por:

$$S_o \leq \text{lado menor} / 4$$

$$S_o \leq 6 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$$

$$S_o \leq 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \quad \text{mayor que 10 cm pero menor que 15cm}$$

**Ecu. 2.21**

Se incremente en 150 mm.

Debe disponerse de refuerzo transversal que pase a través del nudo para proporcionar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, que cumpla con los requisitos de espaciamiento definidos por (siempre y cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que llegue al nudo):

$$s \leq d/4$$

$$s \leq 6 \text{ veces el menor diámetro de las varillas longitudinales}$$

$$s \leq 15 \text{ cm}$$

**Ecu. 2.22**

En lo que concierne a la resistencia al cortante, la resistencia nominal a corte  $V_n$  en el nudo no debe tomarse mayor que los valores especificados a continuación:

- Para nudos confinados en las cuatro caras:

$$V_n \leq 5,3\sqrt{f'c}A_j$$

**Ecu. 2.23**

- Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:

$$V_n \leq 4\sqrt{f'c}A_j$$

**Ecu. 2.24**

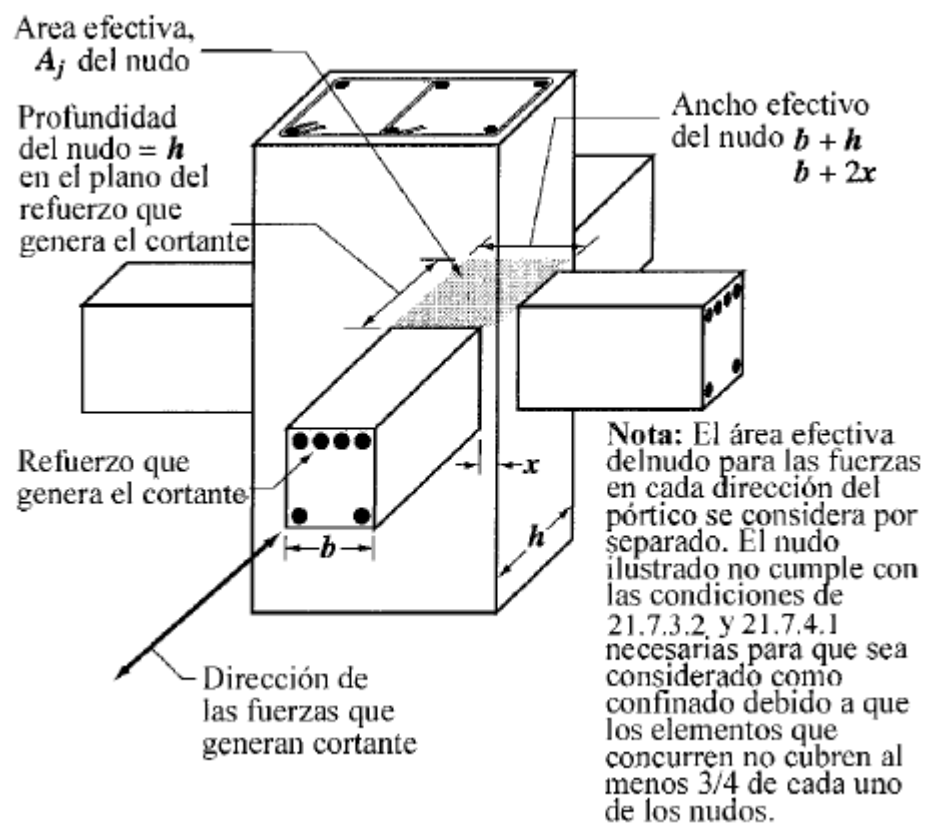
- Para otros casos:

$$V_n \leq 3,2\sqrt{f'c}A_j$$

**Ecu. 2.25**

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo.

**Gráfico 2-3. Área efectiva del nudo**

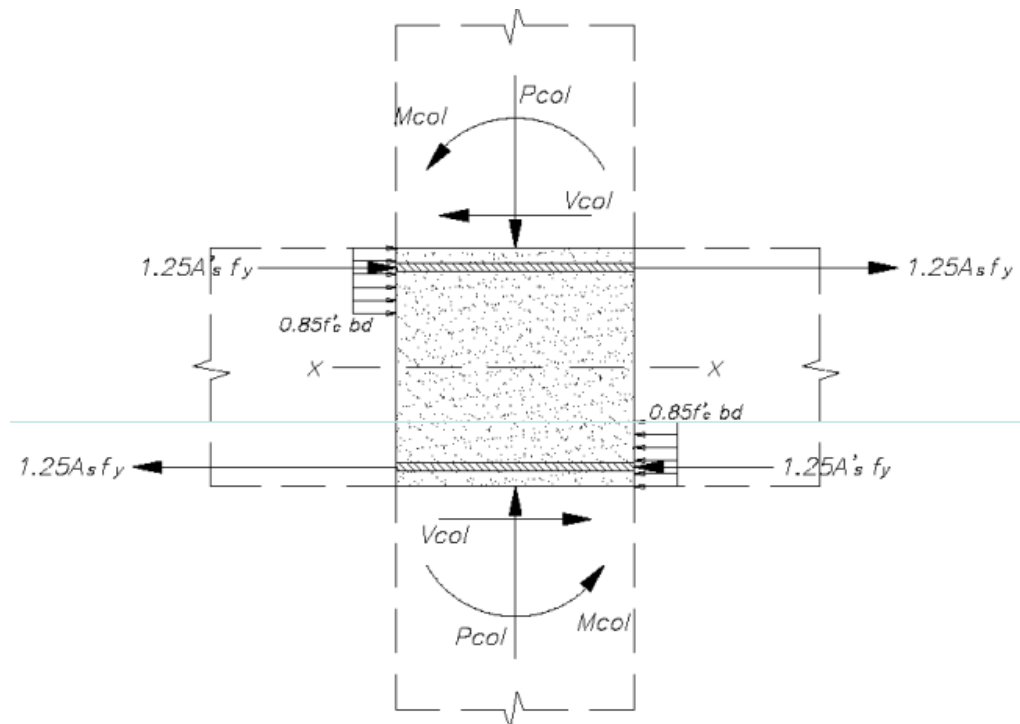


Fuente: American Concrete Institute Requisitos de reglamento para concreto estructural Estados Unidos, 2008, Capítulo 21 página 360.

$A_j$  es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo, la profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna  $h$ . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

- El ancho de la viga más la altura del nudo.
- Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.

**Gráfico 2-4. Cortante de diseño en el nudo**



Fuente: José Antonio Chávez Disposiciones especiales para el diseño sísmico Internet.  
[www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf](http://www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf) Acceso: 16/03/2014

## 2.6. Diseño de muros

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma,  $\rho_t$  (cuantía de refuerzo vertical) y  $\rho_l$  (cuantía de refuerzo horizontal) para muros estructurales no deben ser menores que 0,0025 excepto si:

$$V_u \leq 0,27 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

**Ecu. 2.26**

En donde se permite tomar como cuantías mínimas a los siguientes valores:

La cuantía mínima para refuerzo vertical será:

- 0,0012 para varillas con un diámetro no mayor a 16 mm.
- 0,0015 para varillas con un diámetro mayor a 16 mm.

La cuantía mínima para refuerzo horizontal será:

- 0,0020 para varillas con un diámetro no mayor a 16 mm.
- 0,0025 para varillas con un diámetro mayor a 16 mm.

Siendo  $A_{cv}$  el área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada ( $\text{mm}^2$ ).

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450 mm.

Cuando:

$$V_u > 0,53 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

**Ecu. 2.27**

Debe emplearse al menos dos capas de refuerzo.

$V_u$  debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga, en muros estructurales no debe exceder a  $V_n$ :

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

**Ecu. 2.28**

Siendo:

$$\alpha_c = 0,80 \quad \text{para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$$

$$\alpha_c = 0,53 \quad \text{para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

**Ecu. 2.29**

Donde,  $h_w$  es la altura total del muro medida desde la base hasta la parte superior o altura de segmento de muro considerado y  $l_w$  es la longitud del muro completo.

De encontrarse en un rango intermedio entre 1,5 y 2 se debe realizar una interpolación lineal.

La relación empleada para determinar  $V_n$  para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento considerado.

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido de tal forma que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro.

$$\text{si } \frac{h_w}{l_w} \leq 2$$

**Ecu. 2.30**

La cuantía de refuerzo  $\rho_t$  no debe ser menor que la cuantía de refuerzo  $\rho_t$ .



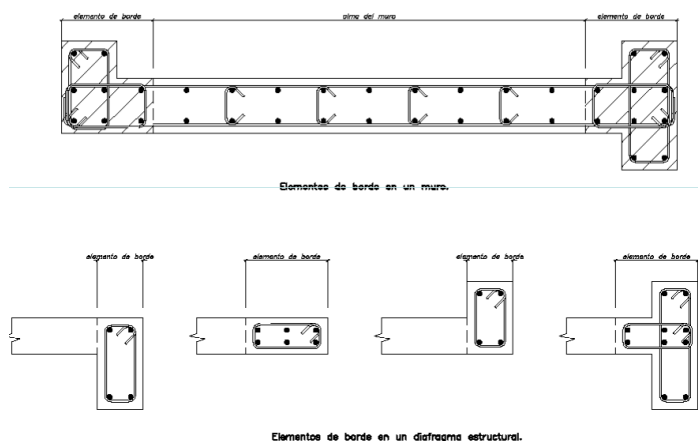
En lo referente al diseño a flexión y carga axial, los muros estructurales y las partes de dichos muros deben ser sometidos a una combinación de carga axial y flexión y deben diseñarse de acuerdo a las hipótesis, principios y requisitos generales que se establecen en el código, exceptuando los requerimientos por deformación lineal.

Deben considerarse como efectivos el concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala del elemento de borde y del alma del muro.

A menos que se realice un análisis más detallado, el ancho efectivo del ala en secciones con alas, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro.

### Elementos de borde

**Gráfico 2-5. Elementos de borde en un muro estructural**



Fuente: José Antonio Chávez [Disposiciones especiales para el diseño sísmico](http://www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf) Internet.  
[www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf](http://www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf) Acceso: 16/03/2014

La necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales continuos desde la base hasta el último piso debe evaluarse de la siguiente manera:

Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde si:

$$c \geq \frac{l_w}{600 (\delta_u/h_w)}$$

**Ecu. 2.31**

Donde c, corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para cada fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . El coeficiente  $\delta_u/h_w$  no debe tomarse menor que 0,007.

El refuerzo del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente desde la sección crítica por una distancia no menor que la mayor entre:

$$\frac{l_w}{4V_u}$$

**Ecu. 2.32**

El confinamiento es similar al que se establece para columnas en la zona  $l_o$ , es decir:

El refuerzo transversal de los elementos especiales de borde debe cumplir con lo siguiente:

$$S_o \leq \text{lado menor} / 3$$

$$S_o \leq 6 \text{ veces el diámetro de la varilla longitudinal}$$

$$S_o \leq 10 + \frac{(35 - h_x)}{3} \quad \text{mayor que 10 cm pero menor que 15cm}$$

**Ecu. 2.33**

Siendo  $b_c$  la dimensión del núcleo del elemento de borde medida de centro a centro de los estribos extremos del elemento de borde en cualquiera de los dos sentidos, se

debe cumplir que  $A_{sh}$  el área total de refuerzo transversal perpendicular a la dimensión  $b_c$  sea:

$$A_{sh} \geq 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y}$$

***Ecu. 2.34***

Siendo  $A_{ch}$  el área del núcleo del elemento de borde medida en la parte exterior de los estribos.

## **CAPÍTULO 3: ESPECIFICACIONES ACERO**

### **3.1. Método LRFD**

El método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), es el método que se usa en la actualidad para el diseño de estructuras metálicas (reemplazando a su antecesor el método ASD, diseño por esfuerzos permisibles), este método se basa en los conceptos de estados límite.

Se usan los términos “Estado límite” para enfatizar que una estructura fuera de este estado, no estará cumpliendo con la función para la que fue diseñada, existen dos tipos de estados límite y son los siguientes:

- Estado límite de resistencia, tiene que ver con la capacidad de carga de la estructura, con la seguridad que proporciona la misma, basados en su resistencia frente a las diversas solicitaciones a las que se verá afectada.
- Estado límite de servicio, este estado se refiere al comportamiento de la estructura bajo cargas normales de servicio y vienen asociadas con su uso y ocupación se controla por ejemplo deflexiones, vibraciones, etc.

Es decir una estructura diseñada mediante este método debe ser capaz de resistir a las cargas últimas de diseño, pero también debe tener un comportamiento adecuado frente a las condiciones normales de uso.

En este método las cargas de servicio son multiplicadas por los denominados factores de carga, que usualmente toman valores mayores a la unidad, obteniéndose las cargas factorizadas, las cuales son las usadas para el diseño de los elementos que componen a una estructura diseñada en acero, los factores no siempre son los mismos para

determinadas cargas, estos dependen de la combinación de carga con la que se esté trabajando.

Estas cargas factorizadas deben ser resistidas por elementos que tengan la suficiente capacidad, esta resistencia específica de cada elemento con su respectiva geometría y material del que esté constituido representa la resistencia nominal del elemento, a esta resistencia nominal se la multiplica por un factor de resistencia que normalmente es menor que 1, esto debido a la incertidumbre que se tienen con los dos factores expuestos que son el material y la geometría, este factor de resistencia es diferente para las diversas solicitaciones a las que puede estar sometido un elemento estructural.

De manera general se debe cumplir entonces la siguiente condición:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

*Ecu. 3.35*

Dónde:

$R_u$  es la resistencia requerida.

$R_n$  es la resistencia nominal.

$\Phi$  es el factor de resistencia.

$\Phi R_n$  es la resistencia de diseño.

Como ya se mencionó, el uso de los factores de carga se debe a que el momento de estimar las cargas a las que estará sujeta la estructura, existirá siempre un margen de error debido a la incertidumbre que se tiene para cuantificarlas, para el caso de la carga muerta se las puede estimar con un poco más de precisión que a las cargas

vivas, es por esto que los factores de carga para la carga viva suelen ser más altos en las combinaciones de carga, estas combinaciones como se explicará en los posteriores capítulos serán las que se exigen en el ASCE 7 y en la norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11.

El método ha demostrado ser bastante confiable (en términos prácticos se definirá a la confiabilidad, como el porcentaje estimado de veces que la resistencia de una estructura será igual o excederá a la carga máxima aplicada a ella durante su vida útil), para llegar a este punto, los desarrolladores del método haciendo uso de datos estadísticos lograron ajustar los factores de resistencia para que los proyectistas puedan obtener los porcentajes de confiabilidad razonables para las distintas situaciones.

Jack C. McCormac (2002) afirma que:

En cuanto a las ventajas de usar el método se ha determinado que se incurre en un menor costo, aunque este no es el propósito principal, el método que es aceptado por el AISC proporciona una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, sean cuales sean las cargas, a diferencia de otros métodos, con este se logran obtener estructuras con pesos relativamente menores (pag. 61).

### **3.2. Generalidades**

En el posterior diseño de la estructura metálica (así como en el caso del hormigón) se trabajarán con sistemas estructurales sismoresistentes de tipo especial, por lo que se enfatizará en los requerimientos de este tipo de sistemas, por un lado para el volado

se trabajará con un sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente (SCBF, Special Concentrically Braced Frame) y para el resto del edificio se tendrá un sistema dual con pórtico a momento tipo especial con muros de corte (la parte en estructura metálica del sistema dual será SMF, Special Moment Frame), en el ANSI/AISC 360 (Specifications for Structural Steel Buildings) se define que: cuando el coeficiente de modificación de respuesta sísmica (como se definirá en los capítulos posteriores), sea menor o igual que 3, el diseño de los marcos estructurales debe regirse a esta norma, y cuando  $R$  sea mayor que 3, el diseño debe además cumplir con las disposiciones de la norma ANSI/AISC 341 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), en este caso se usarán las dos normativas por el hecho de encontrarnos con sistemas de tipo especial.

A continuación se dan a conocer algunos criterios generales que se especifican en la normativa:

Se pueden tener dos tipos de elementos:

- Elementos no atiesados, que son elementos que se encuentran sin soporte a lo largo de un borde paralelo a la dirección de la carga.
- Elementos atiesados, en cambio son elementos que están soportados a lo largo de ambos bordes.

Existen dos casos de pandeo que puede sufrir un elemento, el pandeo general y el pandeo local, para el caso del pandeo local tenemos la siguiente clasificación según la secciones del elemento:

- Compactas
- No Compactas

- Esbeltas

Una sección es compacta cuando puede desarrollar el momento plástico sin que se produzca el pandeo local en ningún elemento de la sección, las secciones no compactas pueden alcanzar la tensión de fluencia sin que ocurra el pandeo local, pero no pueden alcanzar el nivel de deformación requerido para desarrollar el momento plástico, y por último en una sección con elementos esbeltos, los elementos comprimidos esbeltos pandean elásticamente antes de que se alcance la tensión de fluencia<sup>10</sup>.

En sistemas especiales se debe trabajar únicamente con secciones compactas y específicamente secciones sísmicamente compactas, cuyas especificaciones son un poco más rigurosas que las de las compactas, para determinar el tipo de sección que se tiene, es necesario hacer uso de las tablas que propone el AISC 341, en donde se compara ciertas relaciones geométricas del elemento en análisis, con unos valores límite que determinan los rangos de clasificación del elemento, en estos valores límite se encuentran implícitas las propiedades mecánicas del elemento usado, como son el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia. Se ha decidido usar a las secciones compactas debido a que las estructuras sufrirán grandes deformaciones en el rango inelástico cuando se encuentren bajo la acción de los sismos, se considera

---

10 Instituto Nacional de Tecnología Industrial Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios  
Internet. [www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/301/comentarios/ccb.pdf](http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/301/comentarios/ccb.pdf) Acceso: 17/03/2014



que un elemento estructural sísmicamente compacto será capaz de soportar deformaciones inelásticas mayores a 6 o 7 veces la deformación de fluencia<sup>11</sup>.

Las tablas mencionadas, toman en cuenta si un elemento es atiesado o no, y se tienen las siguientes especificaciones:

Para elementos no atiesados:

- En alas de secciones I y T, el ancho es la mitad del ancho total del ala  $b_f$ .
- Para alas de ángulos, canales y secciones zeta, el ancho es el nominal completo.
- Para planchas, el ancho es la distancia desde el borde libre hasta la primera línea de conectores o soldadura.
- Para almas de secciones T,  $d$  es la profundidad nominal total de la sección.

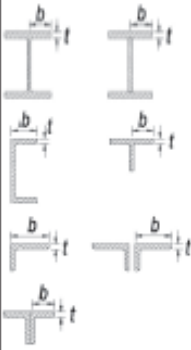






Para elementos atiesados:

- Para almas de secciones laminadas,  $h$  es la distancia libre entre las alas menos el filete.
- Para alas de secciones tubulares rectangulares HSS, el ancho  $b$  es la distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas da cada lado.

---








<sup>11</sup> Juan Felipe Beltrán, Ricardo Herrera Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC Internet. [www.construccionenacero.com/.../AISCsismica%20c\\_revJB\\_RH.doc](http://www.construccionenacero.com/.../AISCsismica%20c_revJB_RH.doc) Acceso:17/03/2014

Gráfico 3-1. Límites para secciones sísmicamente compactas (1)

<p><b>TABLE D1.1</b>  <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b>  <b>Compression Elements For Moderately Ductile</b>  <b>and Highly Ductile Members</b></p>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{HD}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{MD}$ Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	$b/t$	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	$b/t$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	$d/t$	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[*]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	$b/t$	$0.55\sqrt{E/F_y}^{[b]}$	$0.64\sqrt{E/F_y}^{[c]}$	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	$b/t$			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	$h/t$			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	$h/t_w$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

Fuente: American Institute of Steel Construction AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010, Sección 9.1 – 12.

Gráfico 3-2. Límites para secciones sísmicamente compactas (2)

<b>TABLE D1.1 (CONTINUED)</b> <b>Limiting Width-to-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements For Moderately Ductile</b> <b>and Highly Ductile Members</b>					
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{HSD}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{MSD}$ Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns <sup>(1)</sup>	$h/t_w$	For $C_s \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y} (1 - 0.89C_s)$	For $C_s \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_s)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	$h/t$	For $C_s > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_s > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	$h/t$	where $C_s = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_s = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_s = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_s = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	$h/t_w$	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	$D/t$	$0.088 E/F_y$	$0.044 E/F_y$ <sup>(*)</sup>	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	$b/t$	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	$D/t$	$0.076 E/F_y$	$0.15 E/F_y$	
<sup>(*)</sup> For tee shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee can be increased to $0.38\sqrt{E/F_y}$ if either of the following conditions are satisfied: (1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem. (2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem. <sup>(1)</sup> The limiting width-to-thickness ratio of flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections of columns in SMF systems shall not exceed $0.6\sqrt{E/F_y}$ . <sup>(2)</sup> The limiting width-to-thickness ratio of walls of rectangular HSS members, flanges of boxed I-shaped sections and flanges of built-up box sections used as beams or columns shall not exceed $1.12\sqrt{E/F_y}$ . <sup>(3)</sup> For I-shaped beams in SMF systems, where $C_s$ is less than or equal to 0.125, the limiting ratio $h/t_w$ shall not exceed $2.45\sqrt{E/F_y}$ . For I-shaped beams in IMF systems, where $C_s$ is less than or equal to 0.125, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed $3.76\sqrt{E/F_y}$ . <sup>(4)</sup> The limiting diameter-to-thickness ratio of round HSS members used as beams or columns shall not exceed $0.07 E/F_y$ .					

Fuente: American Institute of Steel Construction AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010, Sección 9.1 – 12.

### 3.3. Elementos sometidos a tensión

Para el diseño de estos elementos en primer lugar es necesario definir lo siguiente:

#### Determinación del área bruta y el área neta

El área bruta de un elemento  $A_g$  es el área total de la sección transversal, en cambio, debido a la presencia de agujeros en los elementos sujetos a tensión, para su diseño no se puede usar toda el área de la sección, se tendrá menos área de acero para soportar dichos esfuerzos, y en las áreas que bordean a los agujeros se producirán concentraciones de esfuerzos.

Para determinar el área neta  $A_n$ , se deberá sumar los productos que se obtienen de multiplicar los espesores por los correspondientes anchos netos de los miembros de cada elemento, para esto se debe tomar en cuenta que el ancho de una perforación se tomará como 2 mm más grande que la dimensión nominal de la perforación.

**Gráfico 3-3. Diámetros nominales para agujeros**

<b>TABLE J3.3M</b> <b>Nominal Hole Dimensions, mm</b>				
<b>Bolt Diameter, mm</b>	<b>Hole Dimensions</b>			
	<b>Standard (Dia.)</b>	<b>Oversize (Dia.)</b>	<b>Short-Slot (Width × Length)</b>	<b>Long-Slot (Width × Length)</b>
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 <sup>[a]</sup>	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$
<sup>[a]</sup> Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable.				

Fuente: American Institute of Steel Construction AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010, Sección 16.1 – 121.

Para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá de la siguiente forma, se debe considerar el ancho total del miembro sin tomar en cuenta la línea a lo largo de la cual pueda ocurrir la falla, y se debe restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección en zigzag considerada y añadir por cada diagonal una cantidad dada por la expresión:

$$s^2 = 4g$$

***Ecu. 3.36***

Donde s es el espaciamiento longitudinal entre dos agujeros cualesquiera y g es el espaciamiento transversal, de existir varias trayectorias se calcularán todas las posibilidades y se elegirá la que dé el menor valor.

Una vez definidos estos conceptos se revisarán las disposiciones generales que se establecen en el AISC 360 para miembros sujetos a tensión:

Aunque no existe una limitación de esbeltez para miembros a tracción se recomienda que la relación de esbeltez L/r no supere el valor de 300.

La resistencia de diseño de tracción  $\phi_t P_n$  de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

- Para fluencia en la tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g$$

$$\phi_t = 0,90$$

***Ecu. 3.37***

- Para fractura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e$$

$$\phi_t = 0,75$$

***Ecu. 3.38***

Donde:

F<sub>y</sub> es el esfuerzo de fluencia mínima especificada para el acero utilizado.

F<sub>u</sub> es el esfuerzo último especificado para el acero utilizado.

### **3.4. Elementos sometidos a compresión**

La resistencia de diseño en compresión  $\phi_c P_n$  debe ser determinada de la siguiente manera:

La resistencia de compresión nominal P<sub>n</sub>, es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo torsional.

$$\phi_c = 0,90$$

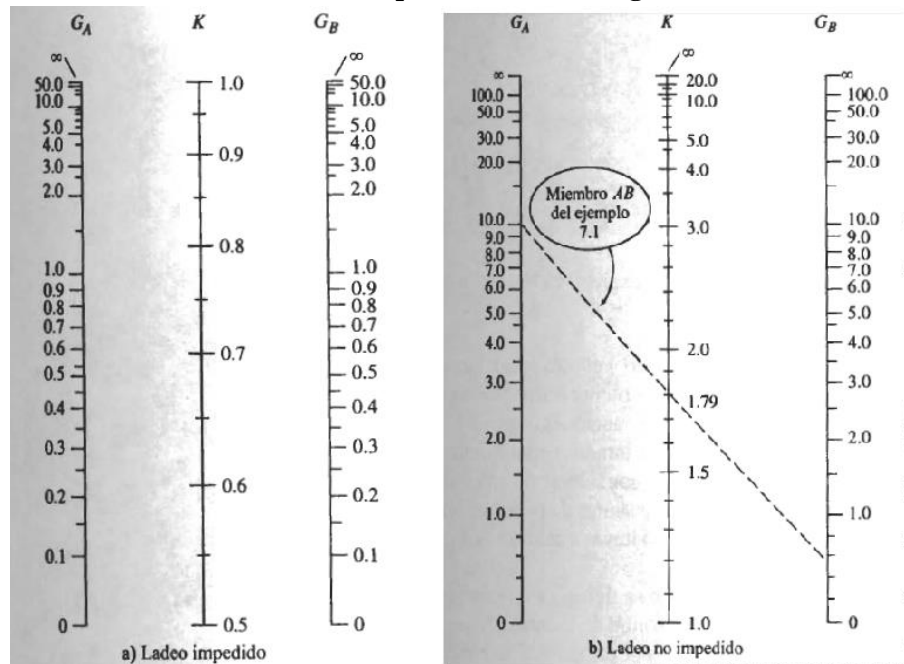
***Ecu. 3.39***

Para secciones de simetría doble y secciones de simetría simple se aplica el estado límite de pandeo por flexión.

En lo concerniente a los límites de esbeltez y longitud efectiva, para calcular la esbeltez de la columna, KL/r, K debe ser determinado de acuerdo a un análisis matemático teórico, es común el uso de los nomogramas, que presentan un método práctico para estimar los valores de K, existen 2 tipos de nomogramas, uno se

desarrolló para columnas arriostradas contra ladeo y el otro para columnas sometidas a ladeo.

**Gráfico 3-4. Esquema de los nomogramas**



Fuente: Jack C. McCormac Diseño de estructuras de acero método LRFD segunda edición traducción México, 2002, Capítulo 7 página 189.

Para el uso de los nomogramas es necesario calcular los valores de G que se proponen en el método y que representan lo siguiente:

$$G_{A/B} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

**Ecu. 3.40**

Donde:

Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los extremos de la columna considerada.

$I_c$  es el momento de inercia de las columnas que llegan al respectivo nudo.

$L_c$  es la longitud no soportada lateralmente de las columnas que llegan al respectivo nudo.

$I_g$  es el momento de inercia de los traveses u otros miembros restrictivos que llegan al respectivo nudo.

$L_g$  es la longitud no soportada lateralmente de los traveses u otros miembros restrictivos que llegan al respectivo nudo

$I_e$  e  $I_g$  se toman respecto a ejes perpendiculares al plano de pandeo que se está considerando.

Para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez no sea mayor que 200.

Para el pandeo por flexión de miembros solicitados a compresión con secciones compactas, la resistencia de compresión nominal  $P_n$ , debe ser determinada basándose en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

***Ecu. 3.41***

La tensión de pandeo por flexión  $F_{cr}$ , se determina como sigue:

- Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $F_e \geq 0,44F_y$ )

$$F_{cr} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

***Ecu. 3.42***



- Cuando  $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $F_e < 0,44F_y$ )

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

**Ecu. 3.43**

Donde:

$F_e$  es la tensión crítica de pandeo elástico determinada con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

**Ecu. 3.44**

### 3.5. Elementos sometidos a flexión

La resistencia de diseño en flexión,  $\phi_b M_n$ , debe ser determinada usando los siguientes criterios:

$$\phi_b = 0,90$$

**Ecu. 3.45**

Para elementos I con simetría doble con miembros compactos la resistencia nominal de flexión  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

#### Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

**Ecu. 3.46**

Donde:

$M_p$  es el momento plástico

$Z_x$  es el módulo de sección plástico en torno al eje x

### Pandeo Lateral-Torsional

- Cuando  $L_b \leq L_p$ , el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.
- Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ecu. 3.47}$$

- Cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Ecu. 3.48}$$

Donde:

$L_b$  es la longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrados contra giro de la sección.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad \text{Ecu. 3.49}$$

Donde:

$J$  es la constante torsional

$S_x$  es el módulo de sección elástico en torno al eje x

Las longitudes límites  $L_p$  y  $L_r$  se determinarán con las siguientes fórmulas:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecu. 3.50}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left( \frac{0,7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

**Ecu. 3.51**

Siendo:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$c = 1$  para secciones  $H$  con simetría doble

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \text{ para canales, donde } h_o \text{ es la distancia entre centroides de las alas}$$

**Ecu. 3.52**

También se debe definir el parámetro  $C_b$ , que es el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{1,25 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0$$

**Ecu. 3.53**

Donde:

$M_{max}$  es el valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

$M_A$  es el valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado.

$M_B$  es el valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.

$M_C$  es el valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

$R_m$  es el parámetro de monosimetría de la sección transversal, y es igual a 1 para miembros con doble simetría y también 1 para miembros con simple simetría

solicitados por flexión con doble curvatura, y  $0,5 + 2 \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$  para miembros con

simple simetría solicitados a flexión con doble curvatura.

$I_y$  es el momento de inercia en torno al eje principal.

$I_{yc}$  es el momento de inercia del ala en compresión en torno al eje principal Y, o si la flexión es en curvatura reversible, el momento de inercia de la menor ala.

En miembros con simetría simple solicitados por flexión con curvatura simple, la resistencia de pandeo lateral-torsional debe ser verificada para ambas alas. La resistencia disponible de flexión debe ser mayor o igual que el máximo momento requerido que causa compresión del ala bajo consideración.

Es permitido tomar conservadoramente  $C_b$  igual a 1 en todos los casos.

Para pórticos especiales, las dos alas de una viga deben estar lateralmente arriostradas o soportadas con un máximo de espaciamiento de:

$$L_b \leq 0,086r_y \frac{E}{f_y}$$

**Ecu. 3.54**

Los elementos de arriostramiento deben diseñarse según lo siguiente:

Se requiere que la riostra tenga una resistencia igual a:

$$P_{br} = 0,02M_r \frac{C_d}{h_o} \text{ en el centro de la luz}$$

$$P_{br} = 0,06M_r \frac{C_d}{h_o} \text{ en las zonas adyacentes a las rótulas}$$

$$M_r = R_y Z F_y$$

**Ecu. 3.55**

$C_d$  es igual a 1 para vigas en curvatura simple y 2 para vigas en curvatura doble.

$R_y$  vale 1,5 para vigas laminadas en acero A-36 y 1,1 para vigas laminadas en acero A572 Gr 50 y A 992 Gr 50.

Se requiere adicionalmente que la riostra tenga una rigidez igual a:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left( \frac{10M_r C_d}{L_b h_o} \right)$$

$$\phi = 0,75$$

**Ecu. 3.56**

### 3.6. Elementos sometidos a flexión y carga axial

Para miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial se tienen los siguientes casos:

- Miembros con simetría doble y simple en flexión y compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen  $0,1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0,9$ , y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico deben satisfacer lo siguiente:

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

**Ecu. 3.57**

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

**Ecu. 3.58**

Siendo:

$P_r$  la resistencia de compresión axial requerida.

$P_c$  la resistencia de compresión axial disponible.

$M_r$  la resistencia de flexión requerida.

$M_c$  la resistencia de flexión disponible.

x es el subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

y es el subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

Para el cálculo de  $P_c$  se debe hacer uso de las ecuaciones propuestas para el diseño de elementos a compresión, y de la misma forma para el cálculo de  $M_c$  en los dos sentidos, se debe hacer uso de las fórmulas propuestas para el diseño de elementos a flexión.

- Miembros con simetría doble y simple en flexión y tensión

La interacción de flexión y tracción en miembros con simetría doble y simple que están solicitados solamente a flexión en torno a un eje geométrico deben satisfacer las siguientes condiciones:

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

**Ecu. 3.59**

Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

**Ecu. 3.60**

Siendo en este caso:

$P_r$  la resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$P_c$  la resistencia a tracción axial de diseño usando las fórmulas para el diseño de elementos sometidos a tracción.

$M_r$  la resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$M_c$  la resistencia de flexión de diseño usando las fórmulas para el diseño de elementos sometidos a flexión.

Para miembros con simetría doble, el factor  $C_b$  usado en el diseño a flexión, puede ser multiplicado por el factor:

$$\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$$

***Ecu. 3.61***

Donde:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$$

***Ecu. 3.62***

### **3.7. Uniones empernadas**

El momento de realizar las uniones de los elementos que conforman una estructura, una de las opciones más empleadas es el uso de uniones empernadas, y esto es posible ya que actualmente se han logrado producir pernos de alta resistencia que tienen un buen desempeño.

Para la realización de estas uniones se requiere de un planeamiento muy cuidadoso, lo especificado en los planos debe ser respetado estrictamente para obtener buenos resultados, las ventajas que se tiene al emplear este método es que se dispone de una gran variedad de tamaños de pernos, y resistencias de los mismos.

Existen dos tipos de uniones empernadas<sup>12</sup>:

- Las uniones de tipo aplastamiento, en las que las cargas deberán ser restringidas por el cortante que se va a desarrollar en los pernos o por el aplastamiento que se de en ellos.
- Las uniones de deslizamiento crítico, son uniones en las que el principal problema es un eventual deslizamiento, con el cual se vería afectada la servicialidad de la estructura, por motivos de vibración, fatiga etc.

En las conexiones para elementos estructurales deben usarse pernos de alta resistencia que cumplan con la norma ASTM 325 y A490. Estos pernos deberán ser apretados como se dispone en el AISC 360.

### Uniones viga – columna

#### Conexiones de corte

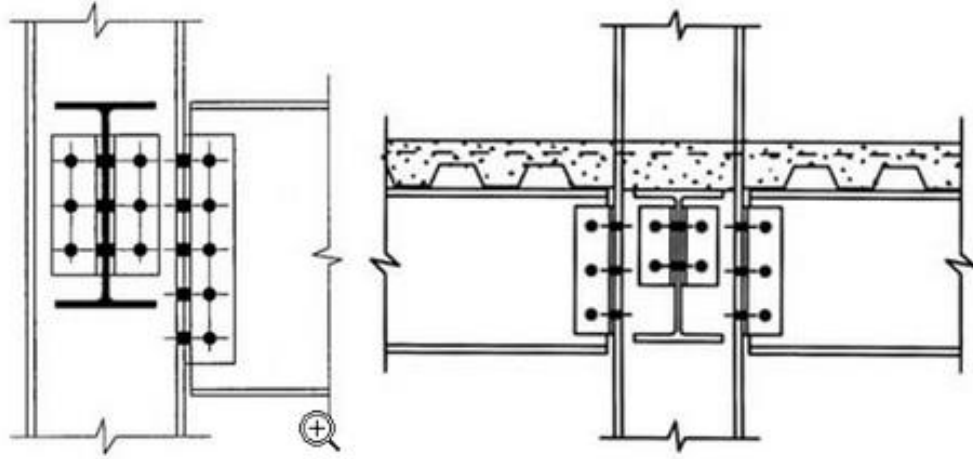
Se puede aplicar un doble ángulo empernado al alma de la viga y a la cara exterior de la columna (este procedimiento también se puede usar cuando se vaya a unir una viga secundaria con una principal).

---

12 Alacero Uniones y conexiones Internet. [www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones](http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones) Acceso:18/03/2014



**Gráfico 3-5. Unión viga columna conexión a corte**



Fuente: Alacero Uniones y conexiones Internet. [www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones](http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones) Acceso: 18/03/2014

En algunos casos se puede incluir un ángulo en la parte inferior, para asegurar una mejor transferencia de esfuerzos.

#### Conexiones de momento

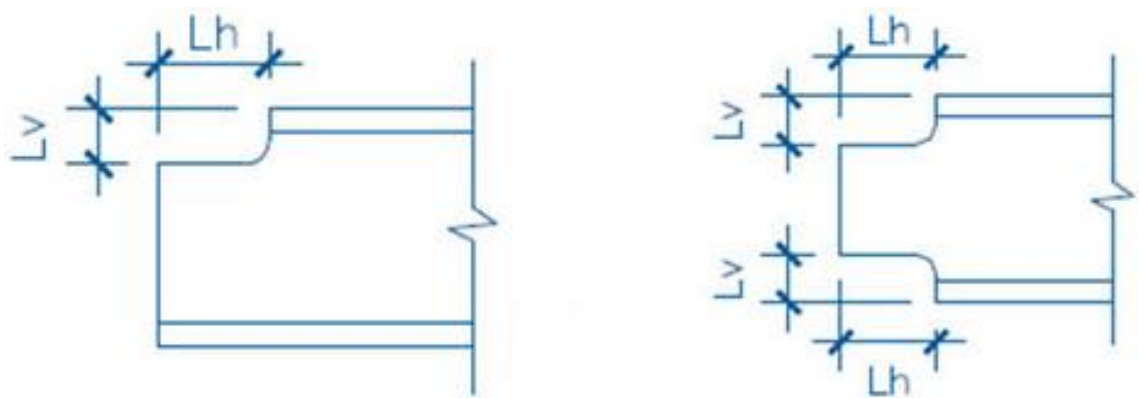
Este tipo de conexiones intentan proveer continuidad entre los miembros soportantes y los soportados, las alas del miembro soportado se fijan indistintamente a un elemento de conexión o directamente al miembro soportante.

Por ejemplo se puede usar una conexión en la cual se usen planchas soldadas a la columna y empernadas a la viga, realizando esta conexión se restringirá la rotación del extremo de la viga y se permite una correcta transferencia de momentos.

### Uniones viga principal – viga secundaria

Como ya se mencionó en este caso también se puede aplicar un doble ángulo empernado al alma de la viga principal y al alma de la viga secundaria, si la altura de la viga principal, y la de la viga secundaria llegasen a ser las mismas se deberán recortar las alas de la viga secundaria para poderlas acoplar.

**Gráfico 3-6. Unión de viga principal y viga secundaria rebajando las alas**



Fuente: Alacero Uniones y conexiones Internet. [www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones](http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones) Acceso: 18/03/2014

### Uniones viga – viga empalmes de momento

Estas uniones son necesarias debido a que al trabajar con las longitudes comerciales, las vigas que forman parte de la estructura, en ocasiones requieren elementos más largos.

Para esto se usan planchas conectoras de las alas, cuya función será la de evitar la rotación, creando una conexión a momento, se deben realizar las respectivas perforaciones en las planchas y en alas de las dos vigas que se van a unir.

Las dos planchas que se empernan para fijar las almas de las dos vigas son las que serán responsables de la transferencia del corte, los pernos que fijan estas planchas estarán trabajando a corte, en cambio las planchas que fijan las alas de las vigas son las responsables de transferir el momento de flexión.

**Gráfico 3-7. Empalmes viga-viga**



Fuente: Alacero Uniones y conexiones Internet. [www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones](http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones) Acceso: 18/03/2014.

### **3.8. Uniones soldadas**

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que sus partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. El crear uniones mediante este método tiene sus ventajas como por ejemplo:

- Se consigue alivianar el peso de la estructura ya que se evita el uso de placas de unión y pernos que se necesitan en estructuras con uniones remachadas o empernadas, en algunas estructuras es posible ahorrar un 15% o más del peso del acero haciendo uso de la soldadura<sup>13</sup>.
- La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que la de las uniones empernadas.
- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Las conexiones empernadas se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo a la estructura más flexible.

### Tipos de soldadura

#### - Soldadura por gas

En este tipo de soldadura, en la boquilla de un soplete, ya sea manejado por un soldador o por una máquina automática, se quema una mezcla de oxígeno con algún tipo adecuado de gas combustible, el gas que se usa comúnmente en la soldadura estructural es el acetileno, suele ser un proceso un poco lento comparado con otros métodos, normalmente se usa en trabajos de reparación y mantenimiento.

#### - Soldadura por arco

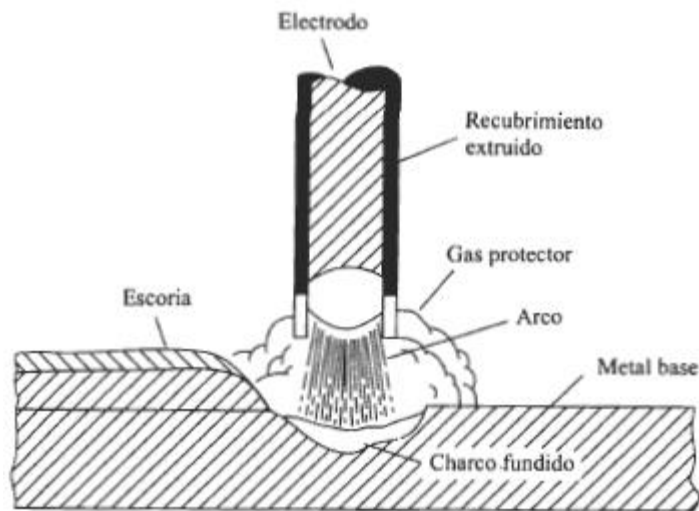
En la soldadura por arco, se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo que lo sostiene el operador, el arco es una chispa continua entre el

---

<sup>13</sup> Jack C. McCormac Diseño de estructuras de acero método LRFD segunda edición traducción México, 2002, Capítulo 14 página 432.

electrodo y las piezas que se sueldan provocando la fusión, se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 3200 y 5500 grados centígrados, dentro de esta categoría tenemos a la soldadura de arco metálico protegido, y a la soldadura por arco sumergido entre las más importantes.

**Gráfico 3-8. Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido**



Fuente: Jack C. McCormac Diseño de estructuras de acero método LRFD segunda edición traducción México, 2002, Capítulo 14 página 435.

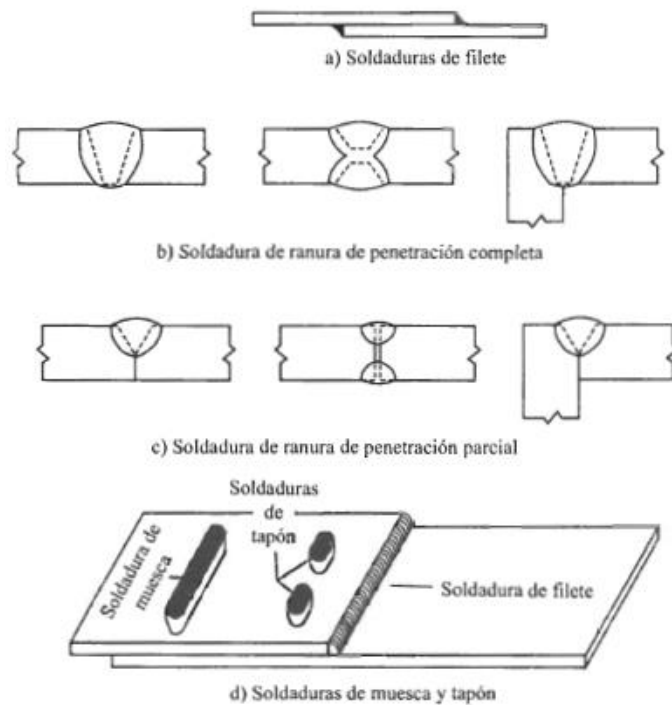
Un aspecto determinante es la inspección de las mismas, existen diversos métodos para verificar la existencia de grietas y otras irregularidades, como los siguientes:

- Uso de partículas magnéticas.
- Uso de líquidos penetrantes.
- Prueba ultrasónica.
- Procedimientos radiográficos.

Clasificación de las soldaduras:

Los dos tipos principales de soldaduras son: las soldaduras de filete y las soldaduras de ranura, existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes para el trabajo estructural.

**Gráfico 3-9. Tipos de soldaduras**



Fuente: Jack C. McCormac Diseño de estructuras de acero método LRFD segunda edición traducción México, 2002, Capítulo 14 página 435.

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete, las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo.

#### - Soldaduras de Ranura

Para este tipo de soldadura es necesario moldear las orillas donde irá la soldadura, facilitando de esta forma su penetración.

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura.

#### - Soldaduras de filete

La soldadura de filete es comúnmente usada para rellenar los bordes de las placas creadas mediante uniones de esquinas, sobrepuestas y en T, se usa metal relleno para proporcionar una sección transversal aproximadamente de la forma de un triángulo<sup>14</sup>. Las pruebas han demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte.

### **3.9. Conexión entre vigas de acero y muros de hormigón armado**

En sistemas duales en los que estén interactuando pórticos a momento en estructura metálica con muros de corte, se requiere de este tipo de uniones, existen dos tipos de

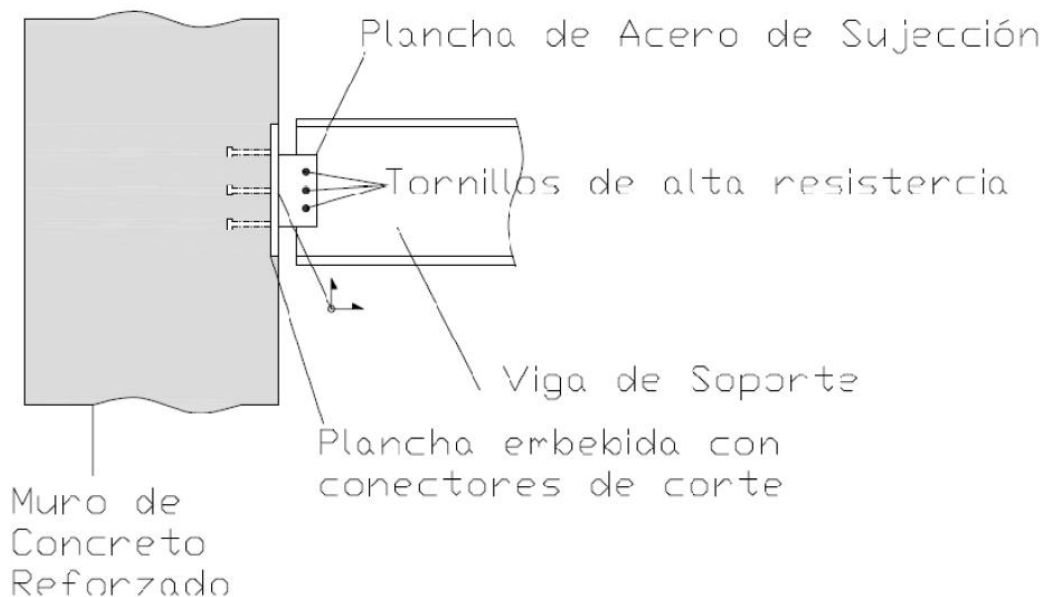
---

<sup>14</sup> Natalia Urrego Generalidades de soldadura y diseño de juntas Internet.  
[www.slideshare.net/nurrego/generalidades-de-soldadura-y-diseño-de-juntas](http://www.slideshare.net/nurrego/generalidades-de-soldadura-y-diseño-de-juntas) Acceso: 18/03/2014

conexiones, la primera que es una conexión a corte, en la cual una plancha queda embebida en el muro, sujeta con conectores de corte, y la viga se conectará a esta plancha por medio de pernos de alta resistencia o por medio de soldadura, en esta conexión se crearán esfuerzos de compresión en el hormigón debido al momento que se generará producto de la pequeña excentricidad existente entre los conectores de corte y la unión que se establezca con la plancha.

Los conectores de corte en esta situación estarán cumpliendo con dos objetivos, por una parte transfiriendo el corte como función principal, pero también transmitirán los esfuerzos de tensión, traducidos a esfuerzos de compresión en el muro debido al contacto que se dará con la cabeza de los conectores, y estos a su vez serán tomados también por el refuerzo transversal del muro.

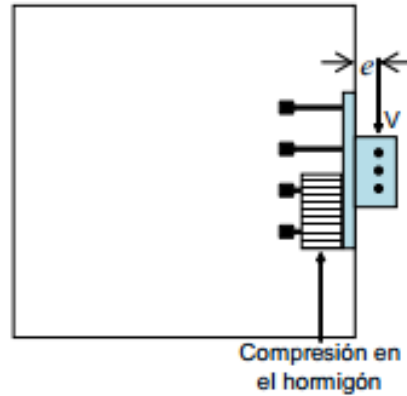
**Gráfico 3-10. Conexión a corte muro de hormigón armado-viga de acero**



Fuente: Akbar R. Tamboli Handbook of Structural Steel Connection Design and Details New Jersey, 1999, Capítulo 10 página 474.



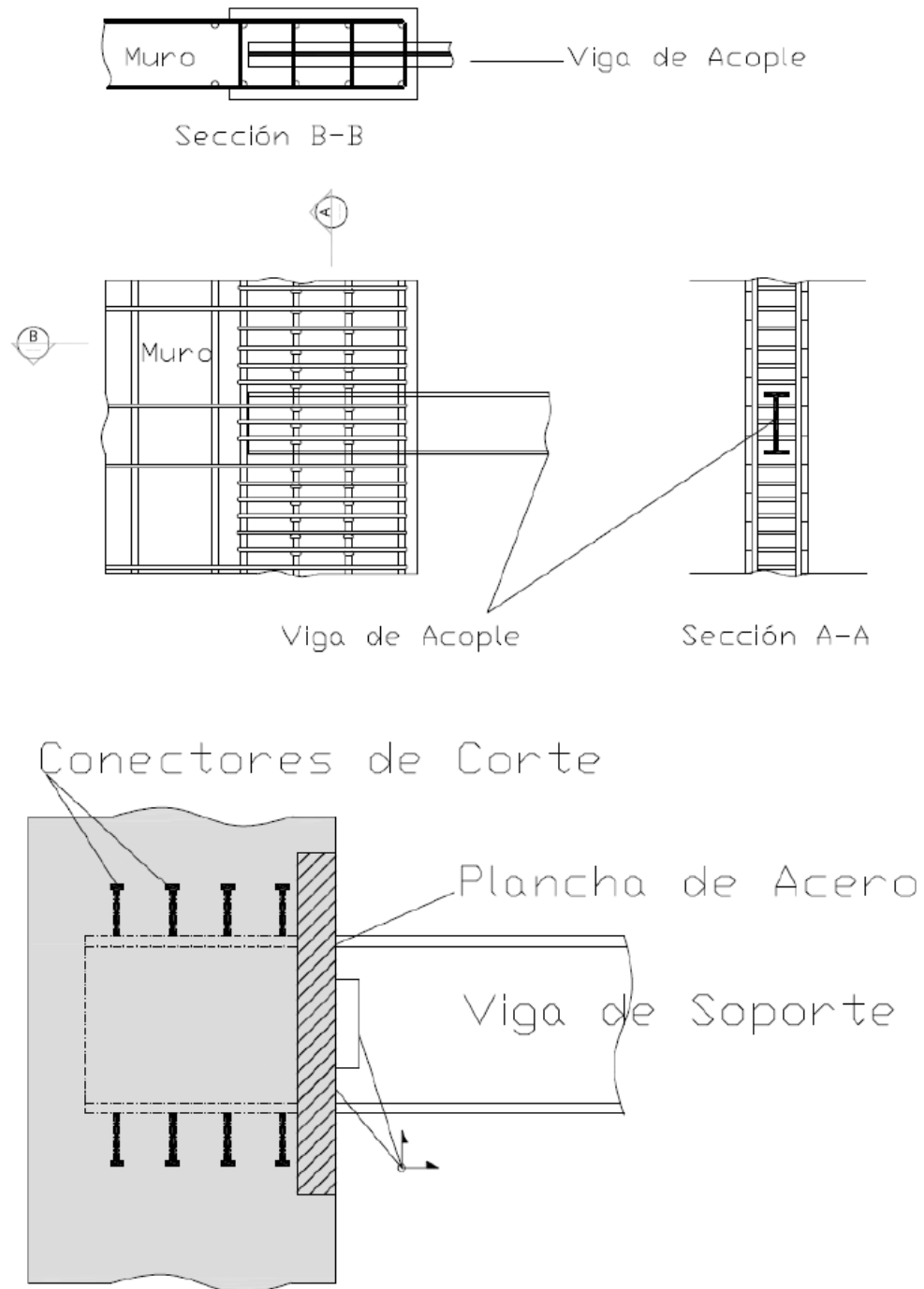
**Gráfico 3-11. Esfuerzos en la conexión a corte muro de hormigón armado-viga de acero**



Fuente: Ricardo Herrera Conexiones para elementos Compuestos Internet.  
[www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20\(202\)%20b.pdf](http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20(202)%20b.pdf) Acceso: 19/03/2014

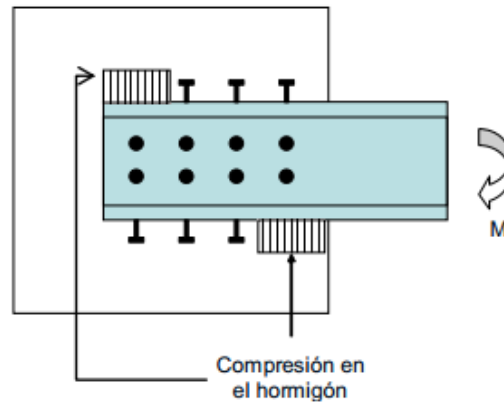
Por otro lado tenemos las conexiones a momento entre un muro de corte y una viga de acero, básicamente en esta unión la viga debe estar embebida en el hormigón, para que de esta forma se produzca la transferencia de momento de la viga al muro de corte, la flexión que se origina en la viga estará siendo resistida por medio de un esfuerzo de compresión por parte del hormigón en el muro, el esfuerzo se encontrará tanto en la parte inferior de la viga, así como en su parte superior (al extremo de la parte embebida), como se sabe de antemano la resistencia a la compresión que tendrá el hormigón del muro, se puede establecer la longitud que deberá estar embebida la viga, por otro lado todo el esfuerzo cortante deberá ser transferido en la longitud embebida de la viga, por lo que se puede determinar el número de conectores de corte que se necesitarán.

**Gráfico 3-12. Conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero**



Fuente: Akbar R. Tamboli Handbook of Structural Steel Connection Design and Details, New Jersey, 1999, Capítulo 10 página 474.

**Gráfico 3-13. Esfuerzos en la conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero**

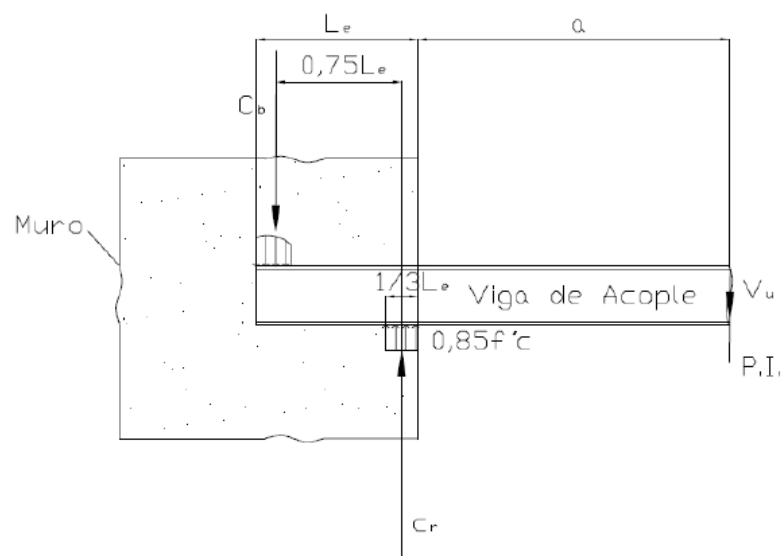


Fuente: Ricardo Herrera Conexiones para elementos Compuestos Internet.  
[www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20\(%202\)%20b.pdf](http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20(%202)%20b.pdf) Acceso: 19/03/2014

En el libro “Handbook of Structural Steel Connection Design and Details” de Akbar R. Tamboli se propone un método para calcular la longitud que debe estar embebida la viga y es el siguiente:

Teniéndose un esquema como el mostrado a continuación:

**Gráfico 3-14. Conexión a momento muro de hormigón armado-viga de acero**



Fuente: Akbar R. Tamboli Handbook of Structural Steel Connection Design and Details New Jersey, 1999, Capítulo 10 página 474.

La longitud de empotramiento deberá calcularse con la fórmula:

$$V_u = 12,88 \sqrt{f'_c} \left( \frac{t_{muro}}{b_f} \right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left( \frac{0,58 - 0,22 \beta_1}{0,88 + (a/L_e)} \right)$$

**Ecu. 3.63**

Donde:

$f'_c$  es la resistencia nominal del concreto en  $\text{kg/cm}^2$ .

$t_{muro}$  es el espesor del muro en cm.

$b_f$  es el ancho del ala del perfil en centímetros.

$\beta_1$  será 0,85 para valores de  $f'_c$  menores que  $280 \text{ kg/cm}^2$  y  $1,05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0,65$  para

$f'_c$  mayores que  $280 \text{ kg/cm}^2$ .

$L_e$  es la longitud del empotramiento en cm.

$a$  es la distancia del punto de inflexión a la cara del muro de corte.

Se debe verificar que el valor de  $V_u$  no exceda la capacidad de corte plástica de la viga de acero, para perfiles I se tiene el siguiente valor:

$$V_p = 0,6 F_y (h - 2t_f) t_w$$

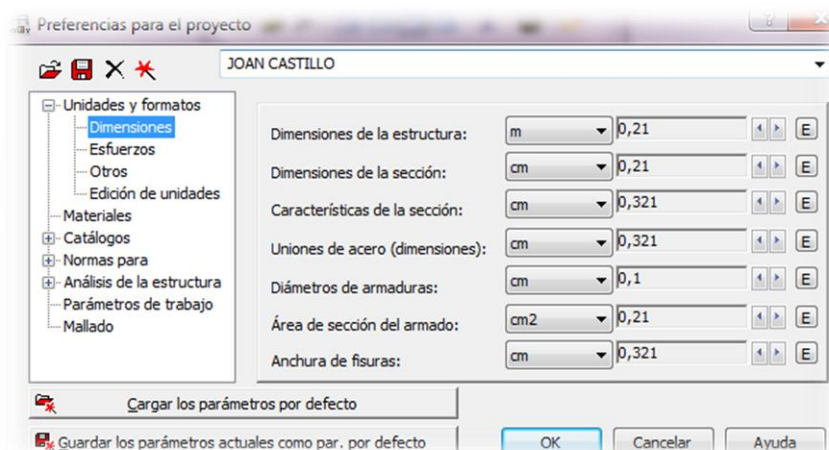
**Ecu. 3.64**

## CAPÍTULO 4: ESTRUCTURA

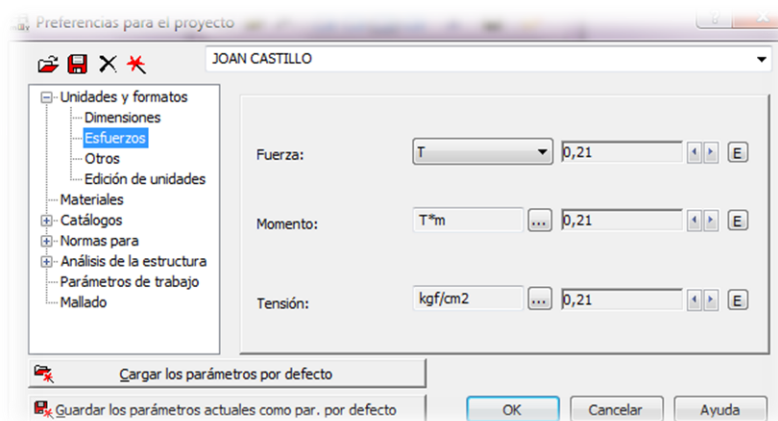
Para conocer los requerimientos estructurales de un edificio con un gran volado es necesario modelarlo en un programa de análisis estructural, en este caso se usará el programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, este programa permite simular el comportamiento de una estructura frente a todo tipo de cargas sean estáticas o dinámicas.

Antes de comenzar con la modelación del volado y de la estructura, es conveniente establecer las preferencias que se tendrá para este proyecto dentro del programa, definiendo unidades coherentes con las que se trabajará a lo largo de todo el análisis, tanto en las dimensiones de la estructura y sus elementos, así como las de las fuerzas que actuarán sobre la misma.

**Gráfico 4-1. Preferencias: dimensiones**



**Gráfico 4-2. Preferencias: esfuerzos**



## 4.1. Materiales

### 4.1.1. Acero

El acero estructural escogido es el A572 Grado 50, este tipo de acero se caracteriza por tener mejores propiedades mecánicas si se lo compara con el acero A-36, cuenta con una mayor ductilidad y permite soldar sus elementos con mayor facilidad, además posee una mayor resistencia a la fatiga. Al poseer estas características se consigue crear estructuras con un menor peso y a la vez dotándola de la resistencia requerida, este acero de alta resistencia y de baja aleación (Columbio-Vanadio) posee un esfuerzo de fluencia  $F_y$  de 50 ksi. ( $3515,35 \text{ kg/cm}^2$ ) y un esfuerzo a la tensión  $F_u$  de 65 ksi. ( $4570 \text{ Kg/cm}^2$ ), es comúnmente usado en la construcción de estructuras soldadas y atornilladas<sup>15</sup>.

---

15 Ferrocortes [ASTM A572](http://www.ferrocortes.com.co/laminas/lamina-de-alta-resistencia-astm-a572) Internet. [www.ferrocortes.com.co/laminas/lamina-de-alta-resistencia-astm-a572](http://www.ferrocortes.com.co/laminas/lamina-de-alta-resistencia-astm-a572)  
Acceso: 06/02/2014

Debido a todas las características mencionadas, resulta muy conveniente el uso de este material en la estructura que se va a modelar, especialmente en el volado del edificio, el programa incluye este acero con todas sus propiedades mecánicas.

**Gráfico 4-3. Material: acero A572 GR. 50**

The screenshot shows a software window titled "Definición del material" with tabs for "Acero", "Hormigón", "Aluminio", "Madera", and "Otros". The "Acero" tab is selected. The "Nombre" field contains "STEEL A572-50" and the "Descripción" field contains "A572Grade Fy 50 ksi".

Elasticidad		Resistencia	
módulo de Young, E:	2038902,4 (kgf/cm <sup>2</sup> )	Característico	3515,35 (kgf/cm <sup>2</sup> )
coeficiente de Poisson, v:	0,3	reducción para el cortante:	1,66
coeficiente de Kirchoff, G:	784204,05 (kgf/cm <sup>2</sup> )	límite de tracción:	4569,95 (kgf/cm <sup>2</sup> )
Densidad (peso específico):	7,85 (T/m <sup>3</sup> )	<input type="checkbox"/> Tratamiento térmico	
Dilatación térmica:	0,000012 (1/°C)		
Coeficiente de amortiguamiento:	0,06		

Buttons at the bottom: Agregar, Eliminar, OK, Cancelar, Ayuda.

De manera general los perfiles a usarse serán los especificados en el AISC 14.0 American Hot Rolled Shapes, de ser necesario se crearán secciones adicionales que no pertenezcan a este catálogo.

#### 4.1.2. Hormigón

Se va a usar un Hormigón  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ , de igual forma que el acero este hormigón está incluido en los materiales que vienen por defecto en el programa.

**Gráfico 4-4. Material: hormigón  $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$  (CONCR\_4)**

The screenshot shows a software window titled "Definición del material". It has tabs for "Acero", "Hormigón", "Aluminio", "Madera", and "Otros", with "Hormigón" selected. The "Nombre:" field contains "CONCR\_4" and the "Descripción:" field contains "Concrete f'c=4.0 ksi". Below these are two main sections: "Elasticidad" and "Resistencia".

Elasticidad	
módulo de Young, E:	253456,66 (kgf/cm <sup>2</sup> )
coeficiente de Poisson, v:	0,167
coeficiente de Kirchoff, G:	108624,28 (kgf/cm <sup>2</sup> )

Resistencia	
Característico	281,23 (kgf/cm <sup>2</sup> )
Muestra:	Cilíndrico

Below the resistance section, there are three more fields:

Densidad (peso específico):	2,41 (T/m <sup>3</sup> )
Dilatación térmica:	0,000010 (1/°C)
Coeficiente de amortiguamiento:	0,15

At the bottom of the window are five buttons: "Agregar", "Eliminar", "OK", "Cancelar", and "Ayuda".

En el programa se permite definir con que norma se diseñará el refuerzo de hormigón en este caso se usará la norma ACI 318-8.

## 4.2. Cargas estáticas

### 4.2.1. Peso propio

En el programa es conveniente crear un primer caso de carga de tipo “Permanente”, automáticamente se asigna el peso propio de todos los elementos a este caso.

### 4.2.2. Carga muerta

Para el caso de la carga muerta se tendrá en cuenta el peso de la mampostería, el recubrimiento de piso, el enlucido y el masillado.

- Enlucido y masillado (2 cm de masillado) =  $0,02\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 44 \text{ kg/m}^2$

- Recubrimiento de Piso =  $0,02\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 44 \text{ kg/m}^2$



- Peso mampostería =  $200 \text{ kg/m}^2$

Carga Muerta =  $288 \text{ kg/m}^2 = 0,288 \text{ T/m}^2$

#### **4.2.3. Carga viva**

Esta carga tomará en cuenta la sobrecarga debida a las personas, muebles, equipos y accesorios móviles, la estructura que se va a analizar estará destinada a ser un edificio de oficinas, por lo que basándose en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC revisión enero 2013) se tienen los siguientes valores<sup>16</sup>:

- Áreas de recepción y corredores del primer piso:  $4,80 \text{ KN/m}^2$  ( $0,5 \text{ T/m}^2$ )

- Oficinas  $2,40 \text{ KN/m}^2$  ( $0,25 \text{ T/m}^2$ )

### **4.3. Modelación**

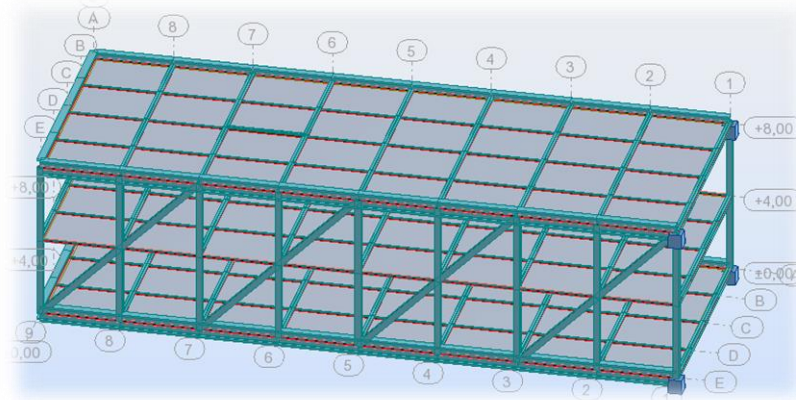
#### **4.3.1. Modelación del volado**

El elemento de análisis más importante en el presente documento es el volado, se lo analizará en primer lugar de manera independiente y luego acoplado al resto de la estructura, este volado se lo diseñará en estructura metálica, el mismo poseerá las siguientes características: tendrá lugar entre el cuarto y el quinto piso del edificio, en estas plantas la altura de entrepiso será de 4 metros a diferencia del resto de pisos (3,60 metros), la longitud del volado será de 32 metros y el ancho será de 12 metros.

---

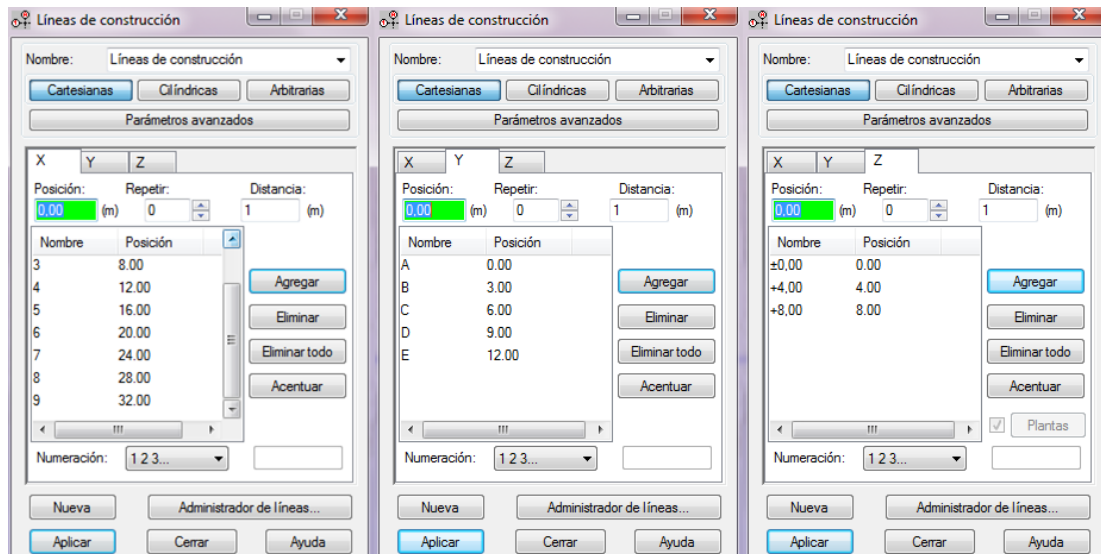
<sup>16</sup> Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo 1 Cargas y Materiales página 8.

**Gráfico 4-5. Volado de la estructura analizada**



Se debe comenzar eligiendo el tipo de estructura con la que se trabajará en el programa, de manera general se escoge la opción lámina, esta opción contiene las características de los demás tipos de estructuras en tres dimensiones pero con la ventaja de que se pueden diseñar losas de cualquier tipo, una vez definido el tipo de estructura, se deben definir las líneas de construcción en donde posteriormente se ubicarán las columnas, las vigas principales y las vigas secundarias, las vigas longitudinales principales se encontrarán en los extremos, es decir bordeando al volado, las vigas longitudinales secundarias tendrán una separación de 3 metros, las vigas transversales estarán separadas cada 4 metros al igual que las columnas que se encuentran en los bordes longitudinales del volado, con las dimensiones ya mencionadas se tiene la siguiente configuración en el programa:

**Gráfico 4-6. Definición de las líneas de construcción para el volado**



Ahora se debe definir el tipo de elementos estructurales que se van a usar, los elementos viga, columna y barra que vienen predeterminados en el programa no pueden ser editados por lo que se deben crear estos elementos con las propiedades correspondientes, este procedimiento se realiza usando la opción parámetros normativos para barras. Todos los elementos del volado formarán parte de un mismo sistema estructural, que en este caso es un sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente.

Para las columnas se considerará que están trabajando al 100% de su longitud, el nombre asignado para este tipo de elementos es “Columna SCBF L”, para tal efecto en el programa se deben verificar los factores que afectarán a la longitud de la barra (en este caso 1), para indicar que se trata de una columna se deben activar los cálculos sísmicos, para que el programa empiece a trabajar en este caso con la norma ANSI/AISC 341-05, es aquí en donde se debe definir que al elemento se lo debe

tratar como a una columna (en el programa se lo trabaja con el nombre de pilar), también se elige el tipo de sistema al que pertenece el elemento, como ya se mencionó se trata de un sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente (SCBF, Special Concentrically Braced Frame)

**Gráfico 4-7. Definición de columnas SCBF L**

Para el caso de las vigas tendremos dos posibilidades, las vigas principales que serán vigas que pertenecen al sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente, y las vigas secundarias, en este caso vigas ordinarias, en las cuales se desactiva la opción de los cálculos sísmicos.

**Gráfico 4-8. Definición de vigas SCBF L/2**

The screenshot shows the 'Definición de la barra - parámetros - ANSI/AISC 360-05' dialog box. The 'Tipo de barra' is set to 'Viga SCBF L/2'. Under 'Pandeo respecto al eje Y', 'Longitud de la barra ly' is set to 'factor' with a value of 1. Under 'Pandeo respecto al eje Z', 'Longitud de la barra lz' is set to 'factor' with a value of 0,50. The 'Coef. de longitud del pandeo Y' (Ky) is 1,00 and the 'Coef. de longitud del pandeo Z' (Kz) is 1,00. The 'Pandeo flexo-torsor de los perfiles monosimétricos' checkbox is checked. In the 'Parámetros de pandeo lateral' section, 'Pandeo lateral' is checked, 'Cb' is 1,00, and 'Coef. de longitud de pandeo' is set to 'ala inferior' with 'Lb = 0.5 l'. Under 'Parámetros para el análisis sísmico', 'Cálculos sísmicos - ANSI/AISC 341-05' is checked, 'Sistema portante' is '[SCBF] Special Concentrically Braced Fram', and 'Tipo de elemento' is 'Viga'. Buttons for 'Guardar', 'Cerrar', 'Utilización', 'Más...', 'Rigidizadores', and 'Ayuda' are visible.

Se considera que se trabajará con elementos corta pandeo en la mitad de los elementos, en coordenadas locales, las vigas con respecto al eje Y pandean al 100% de su longitud, es decir solamente con respecto al eje Z es en donde se impide el pandeo lateral, de ahí el uso del factor 0,5, para las vigas secundarias no se necesitan corta pandeos en el ala inferior por su condición de estar simplemente apoyadas.

**Gráfico 4-9. Definición de vigas ordinarias L/2**

The screenshot shows the 'Definición de la barra - parámetros - ANSI/AISC 360-05' dialog box for a 'Viga Secundaria L/2'. The 'Tipo de barra' is 'Viga Secundaria L/2'. Under 'Pandeo respecto al eje Y', 'Longitud de la barra ly' is set to 'factor' with a value of 1,00. Under 'Pandeo respecto al eje Z', 'Longitud de la barra lz' is set to 'factor' with a value of 0,5. The 'Coef. de longitud del pandeo Y' (Ky) is 1,00 and the 'Coef. de longitud del pandeo Z' (Kz) is 1,00. The 'Pandeo flexo-torsor de los perfiles monosimétricos' checkbox is checked. In the 'Parámetros de pandeo lateral' section, 'Pandeo lateral' is checked, 'Cb' is 1,00, and 'Coef. de longitud de pandeo' is set to 'ala inferior' with 'Lb = 0.5 l'. Under 'Parámetros para el análisis sísmico', 'Cálculos sísmicos - ANSI/AISC 341-05' is unchecked, 'Sistema portante' is '[SCBF] Special Concentrically Braced Fram', and 'Tipo de elemento' is 'Viga'. Buttons for 'Guardar', 'Cerrar', 'Utilización', 'Más...', 'Rigidizadores', and 'Ayuda' are visible.

Para el caso de las diagonales se las define como arriostramientos e igual que las columnas y las vigas principales se activan los cálculos sísmicos.

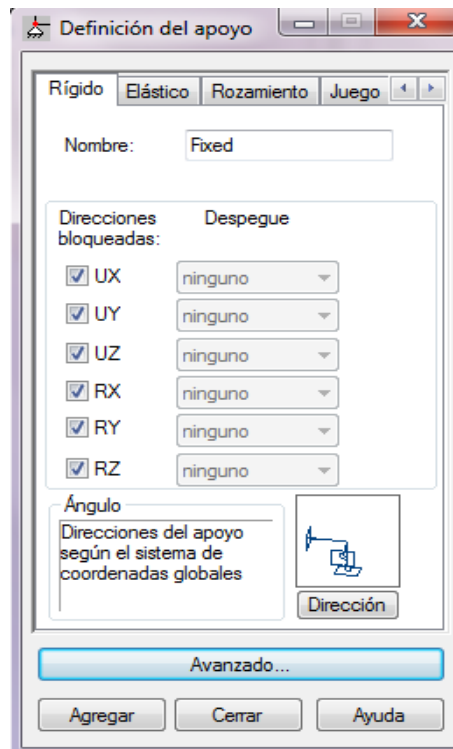
**Gráfico 4-10. Definición de barra SCBF L**

Cabe recalcar que cuando se especifica a los elementos como un parte de un pórtico especial arriostrado concéntricamente, el programa reconoce que la sección con la que se deberá trabajar es una sección sísmicamente compacta, (mostrada como compacta cuando se verifiquen las secciones).

Una vez que se han definido los elementos se deben añadir secciones para cada uno de ellos para posteriormente ser asignadas y analizadas (inicialmente se puede dejar las que vienen por defecto), el programa cuenta con un amplio catálogo de secciones que vienen normadas en muchos códigos, de igual forma se permite crear nuevas secciones, una vez realizado esto se procede a la creación de la estructura, para esto se hace uso de las líneas de construcción, escogiendo la opción barras se define el tipo de elemento y su respectiva sección, por defecto ya se asigna automáticamente

el material que se definió inicialmente, en este caso al acero A572 grado 50, un vez ubicados todos los elementos, se procede a crear los apoyos, como en primer lugar se va a analizar el volado de forma independiente se deben crear empotramientos, este tipo de apoyos ya vienen por defecto en el programa, por definición, estos restringen los desplazamientos y las rotaciones en todos los sentidos, dichos apoyos serán de tipo rígido.

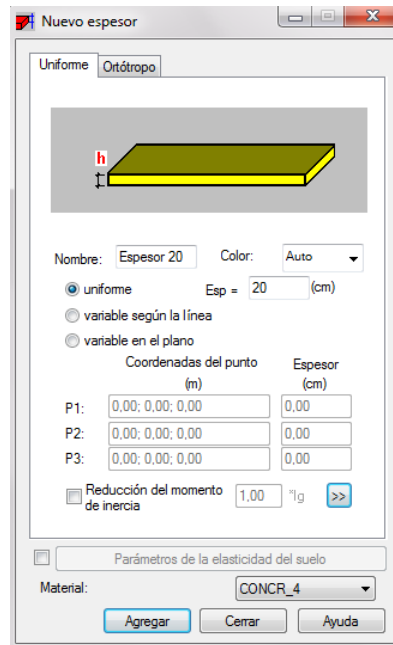
**Gráfico 4-11. Definición del apoyo empotrado**



Seleccionado este tipo de apoyo (fixed) se lo asigna en los nudos correspondientes para que el volado quede empotrado.

Luego de esto se deben definir las losas, en la opción espesor se puede definir la geometría de la losa, se puede simular un deck metálico losa uniformes etc, en este caso para fines prácticos se escoge una losa de espesor de 20 cm.

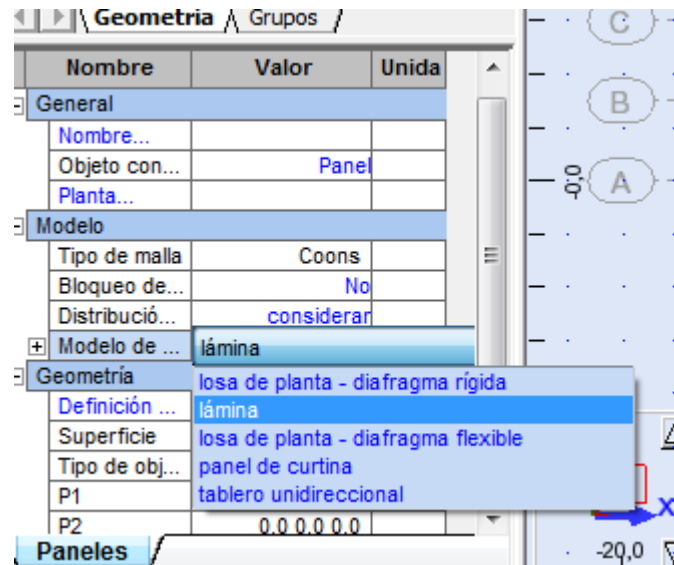
**Gráfico 4-12. Definición de geometría de la losa**



Luego de definir la geometría, se debe asignar a un panel estas propiedades, así como el material del que estará hecho, aquí también se debe asignar el tipo de armado con el que se debe diseñar el panel, en este caso se escoge losa de planta de hormigón, y por último se escoge el modelo, esta opción se refiere al comportamiento que tendrá el panel, es decir, se escoge si el panel va a participar con su peso propio, si va a colaborar con la rigidez o si solo va a transmitir cargas, por defecto este es asignado como “lámina” con todos los grados de libertad, que es el modelo deseado ya que para este caso el panel participará con su peso propio, se permitirá la transmisión de fuerzas y momentos en todos los grados de libertad y aportará rigidez, en el volado se desea estos aspectos trabajando simultáneamente, las demás opciones permiten escoger otros comportamientos para el panel, por ejemplo a veces se requiere simular que el panel distribuya las cargas y considere el peso pero que no aporte rigidez, en este caso se debe escoger panel de cortina etc.

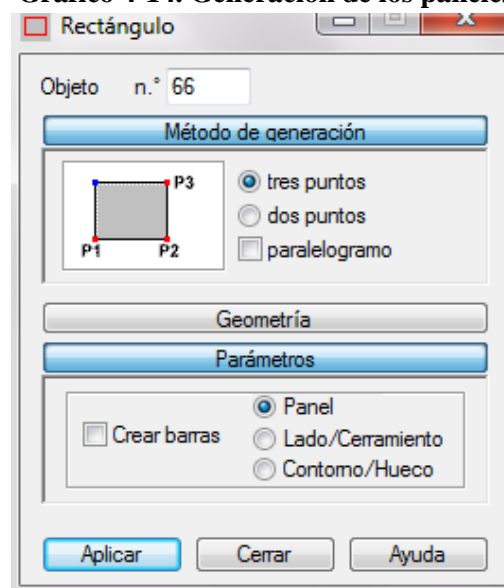


**Gráfico 4-13. Opciones de modelos en el panel**



Definidos todos estos aspectos se procede a generar los paneles, en este caso al ser una superficie rectangular se escoge el método de los tres puntos, es suficiente con crear un panel global por piso y no en cada intersección de las vigas.

**Gráfico 4-14. Generación de los paneles**

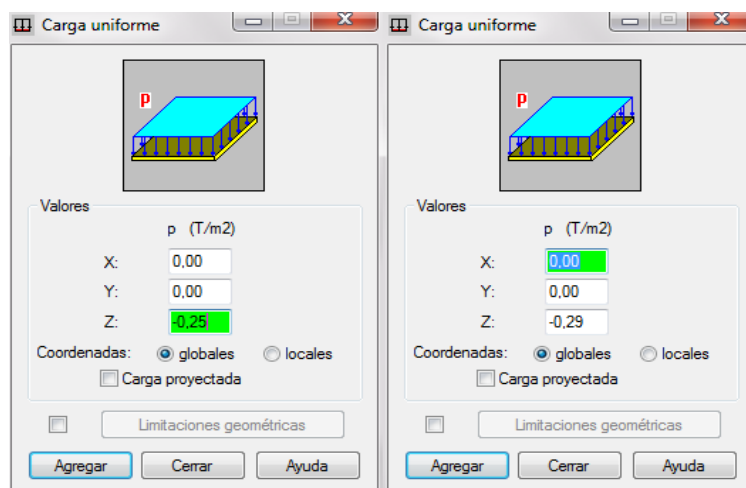


El siguiente paso es asignar las cargas que estarán sobre el volado, para esto en primer lugar debemos elegir el caso de carga deseado, luego con la opción cargas tendremos la posibilidad de añadir cualquier tipo de carga a la estructura, para el caso de la carga viva y la carga muerta actuando en el volado, se escoge la opción “carga de superficie” y se asigna caso por caso los valores anteriormente calculados, estos valores se deben definir en coordenadas globales, por lo que se antepone el signo negativo.

**Gráfico 4-15. Tipos de cargas**

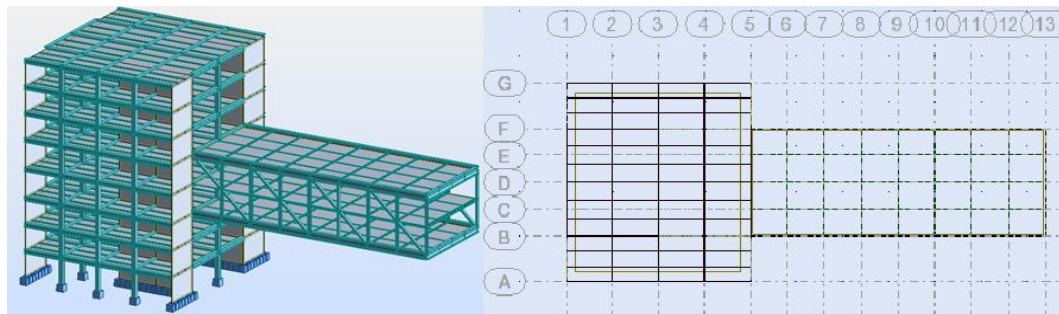


**Gráfico 4-16. Asignación de carga viva y carga muerta**



#### 4.3.2. Modelación de toda la estructura

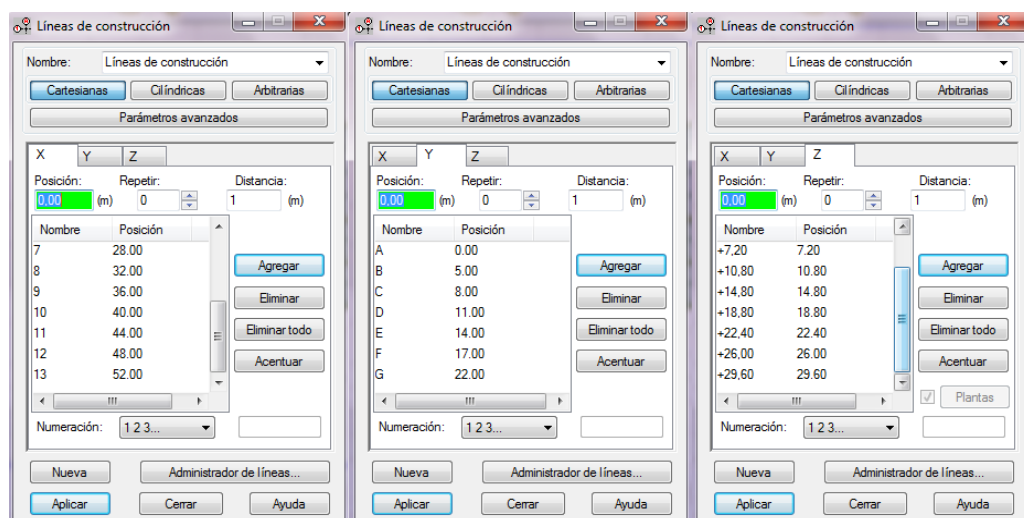
Gráfico 4-17. Estructura analizada



Para el caso de la modelación del edificio completo se mantendrá la geometría del volado, para el resto del edificio se tendrán luces de entre 5 y 6 metros, como ya se mencionó la altura de entrepiso será de 3,60 metros, menos para los pisos en los que está ubicado el volado que serán de 4 metros, teniendo el edificio una altura total de 29,60 metros.

De igual forma que para el volado, se inicia definiendo las líneas de construcción, que para este caso son las siguientes:

Gráfico 4-18. Definición de las líneas de construcción para el edificio



El volado puede ser importado al archivo en el que se modelará todo el edificio para esto hay que seleccionarlo en el archivo original, copiarlo y pegarlo en el nuevo archivo definiendo las coordenadas en las que se lo va a insertar, en este proceso también se copian las definiciones de los elementos, casos de carga etc, que se crearon para el sistema estructural usado.

En el edificio se estará trabajando conjuntamente con dos sistemas estructurales, por una parte para el volado el sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente, y por otro lado para el resto de la estructura un sistema dual con pórtico a momento tipo especial con muros de corte.

Se procede a añadir los elementos que formarán parte de este segundo sistema como se indica:

**Gráfico 4-19. Definición de columna SMF L**

Definición de la barra - parámetros - ANSI/AISC 360-05

Tipo de barra: Columna SMF L

Pandeo respecto al eje Y  
Longitud de la barra ly:  
☐ real  
☒ factor 1

Pandeo respecto al eje Z  
Longitud de la barra lz:  
☐ real  
☒ factor 1

Coef. de longitud del pandeo Y:  
Ky: 1,00

Coef. de longitud del pandeo Z:  
Kz: 1,00

☒ Pandeo flexo-torsor de los perfiles monosimétricos

Parámetros de pandeo lateral  
☒ Pandeo lateral  
Cb: 1,00

Coef. de longitud de pandeo  
ala superior ala inferior  
Lb = l Lb = l

Parámetros para el análisis sísmico  
☒ Cálculos sísmicos - ANSI/AISC 341-05  
Sistema portante: [SMF] Special Moment Frames  
Tipo de elemento: Pilar

Guardar Cerrar Utilización Más... Rigidizadores Ayuda

**Gráfico 4-20. Definición de viga SMF L/4**

The dialog box 'Definición de la barra - parámetros - ANSI/AISC 360-05' is shown with the following settings:

- Tipo de barra:** Viga SMF L/4
- Pandeo respecto al eje Y:** Longitud de la barra  $l_y$ : ☐ real, ☒ factor (1,00). Coef. de longitud del pandeo Y:  $K_y$ : 1,00.
- Pandeo respecto al eje Z:** Longitud de la barra  $l_z$ : ☐ real (0,25), ☒ factor. Coef. de longitud del pandeo Z:  $K_z$ : 1,00.
- ☒ Pandeo flexo-torsor de los perfiles monosimétricos
- Parámetros de pandeo lateral:** ☒ Pandeo lateral. Coef. de longitud de pandeo: ala superior (Cb: 1,00,  $L_b = 0.25 l$ ), ala inferior (Cb: 1.0,  $L_b = 0.25 l$ ).
- Parámetros para el análisis sísmico:** ☒ Cálculos sísmicos - ANSI/AISC 341-05. Sistema portante: [SMF] Special Moment Frames. Tipo de elemento: Viga.

Buttons: Guardar, Cerrar, Utilización, Más..., Rigidizadores, Ayuda.

**Gráfico 4-21. Definición de viga secundaria L/2**

The dialog box 'Definición de la barra - parámetros - ANSI/AISC 360-05' is shown with the following settings:

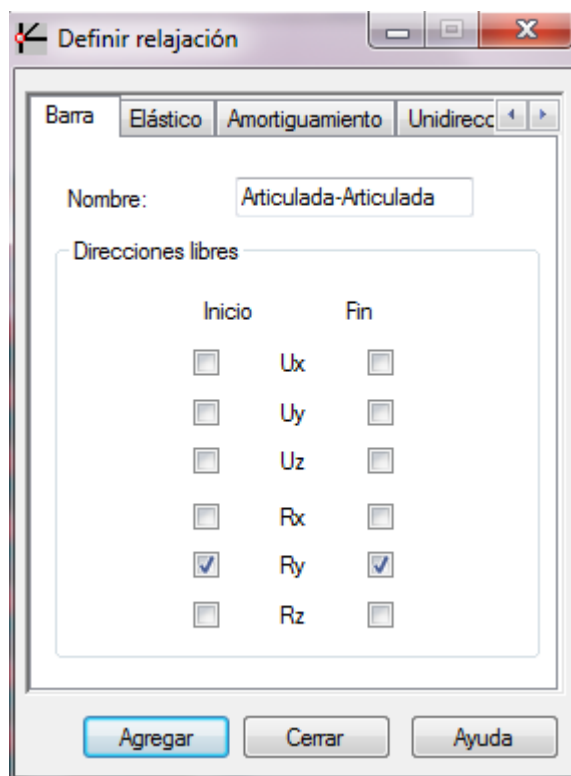
- Tipo de barra:** Viga Secundaria L
- Pandeo respecto al eje Y:** Longitud de la barra  $l_y$ : ☐ real (1,00), ☒ factor. Coef. de longitud del pandeo Y:  $K_y$ : 1,00.
- Pandeo respecto al eje Z:** Longitud de la barra  $l_z$ : ☐ real (1,00), ☒ factor. Coef. de longitud del pandeo Z:  $K_z$ : 1,00.
- ☒ Pandeo flexo-torsor de los perfiles monosimétricos
- Parámetros de pandeo lateral:** ☒ Pandeo lateral. Coef. de longitud de pandeo: ala superior (Cb: 1,00,  $L_b = l$ ), ala inferior (Cb: 1.0,  $L_b = l$ ).
- Parámetros para el análisis sísmico:** ☐ Cálculos sísmicos - ANSI/AISC 341-05. Sistema portante: [SCBF] Special Concentrically Braced Fram. Tipo de elemento: Viga.

Buttons: Guardar, Cerrar, Utilización, Más..., Rigidizadores, Ayuda.

Para las vigas secundarias no existirá mayor diferencia si se las modela como si fuesen vigas continuas, pero lo ideal es que estén articuladas en los extremos y es preferible hacerlo, para estos hay que editar las relajaciones del elemento.

Dentro de la pestaña estructura, en opción relajaciones es posible crear una nueva definición ya que la opción pinned-pinned (articulado-articulado, que es una opción que viene por defecto y no puede ser editada) en coordenadas locales tiene activadas las direcciones libres en Y y en Z, y fija uno de los extremos en el sentido X, generalmente los dos extremos se encuentran impedidos en X y también se encuentran impedidos de rotar en Z, solo van a rotar en el plano vertical, por lo que es necesario definir un nuevo tipo de relajación como se muestra a continuación:

**Gráfico 4-22. Definición de relajación para vigas secundarias**

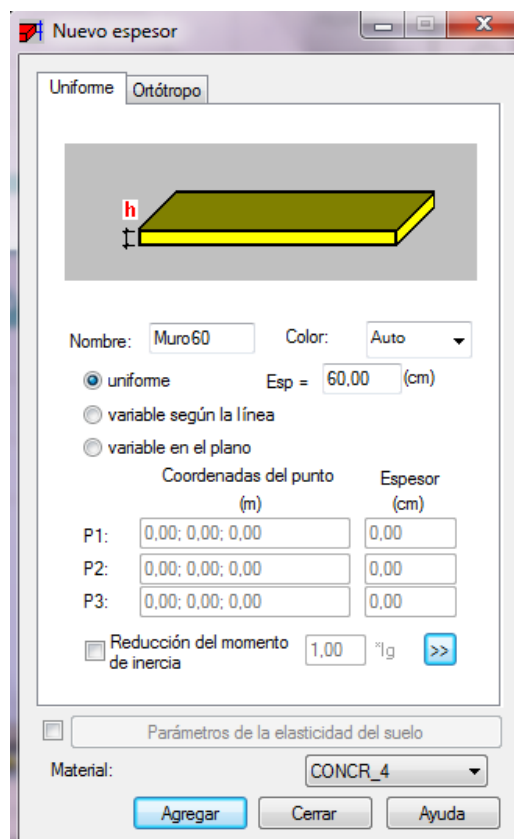


Nota: Se tiene que tener activado en las preferencias del proyecto en el apartado análisis, al algoritmo DSC para obtener mejores resultados.

Se proceden a asignar las vigas y las columnas en todo el edificio con sus secciones respectivas, y se colocan los empotramientos fijos en la base de la estructura.

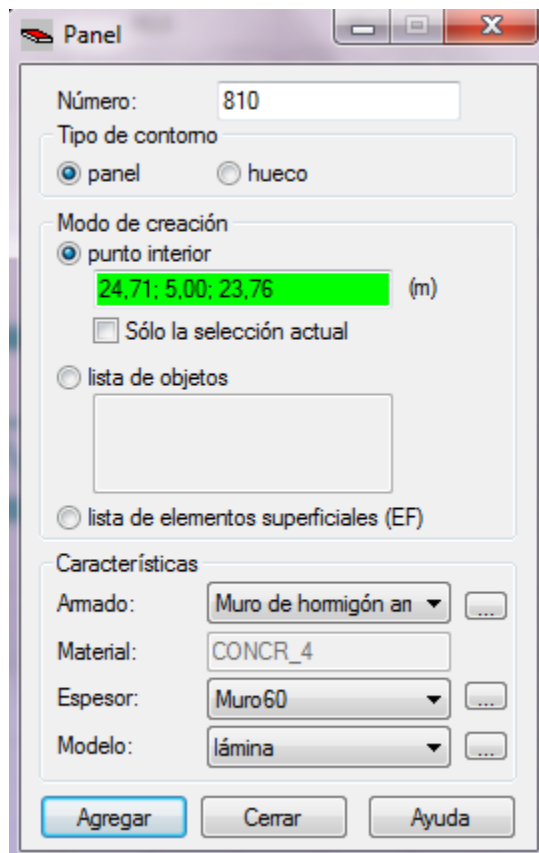
Luego de esto se tienen que crear los muros de corte en el edificio, estos muros tendrán dos propósitos, servirán para contrarrestar los grandes efectos de torsión que se producirán debido a la configuración del edificio, y para poder resistir al volado, el sistema de muros será de forma dispersa, en posiciones transversales y longitudinales a la estructura, tendrán un espesor de 60 cm y serán de un hormigón de  $280 \text{ Kg/cm}^2$ .

**Gráfico 4-23. Definición del espesor para los muros de corte**



El proceso es similar al de la colocación de las losas, una vez definida su geometría, se debe asignar esta propiedad a un panel, de igual forma se especifica que el cálculo del refuerzo debe ser el de un “Muro de Hormigón Armado”.

**Gráfico 4-24. Propiedades del muro de corte**



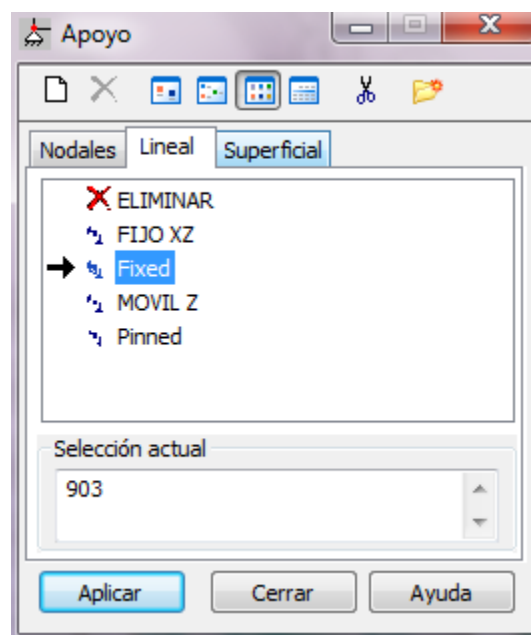
Cuando se coloque el muro haciendo uso de las líneas de construcción es preferible colocarlo panel por panel para poder interpretar de mejor manera los resultados, ya que de esta forma las fuerzas internas actuando en el muro se mostrarán más detalladamente.



Luego de definir los muros de corte, se deben definir los apoyos pertinentes en este caso ya no son empotramientos en un nudo, sino de tipo lineal, para definirlos se debe elegir la opción “apoyos” y escoger la pestaña lineal y se señalan los dos nudos entre los que están cada muro.

Las losas faltantes también deben ser colocadas y de igual forma que en el caso del volado estas deben ser de tipo lámina.

**Gráfico 4-25. Empotramiento lineal**



## **CAPÍTULO 5: DISEÑO SISMORESISTENTE**

### **5.1. Filosofía del diseño sismoresistente**

La ciudad de Quito y en general el resto del Ecuador, se encuentran bajo la amenaza de presenciar un evento sísmico importante, como dato histórico se puede mencionar que en el país se ha producido uno de los mayores sismos que se han registrado en el mundo, el cual se produjo en el año de 1906 (Esmeraldas), cuya magnitud de momento  $M_w$  fue de 8,9.

Con esta consideración, se debe diseñar a la estructura estudiada para que resista los efectos de un posible sismo, del cual solo se pueden definir ciertos parámetros que se basan en datos estadísticos que dependen de la zona en la que se esté trabajando.

Uno de los parámetros más importantes es la aceleración del terreno (la misma representa un valor estimado ya que nunca será exacto), y un factor determinante para la obtención de un valor de aceleración más aproximado a la realidad, es la cantidad de datos que se disponga como base de información en lo referente a los sismos que han ocurrido en la zona.

Otro aspecto muy importante a manejar es el peligro sísmico, el cual cuantifica la ocurrencia de futuros efectos y se expresa en términos de la probabilidad de que determinado valor de la aceleración sea excedido en un tiempo dado, los valores establecidos por las normas modernas en función del desempeño requerido para una estructura son las siguientes:

**Gráfico 5-1. Tabla de probabilidad de excedencia**

<b>Probabilidad de Excedencia</b>	<b>Período de Retorno PR (Años)</b>	<b>Desempeño</b>
50% - 50 Años	73	Operación
20% - 50 Años	225	Ocupación Inmediata
10% - 50 Años	475	Protección de Vidas
2% - 50 Años	2475	Prevención de Colapso

Fuente: Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013

La normativa vigente establece que las estructuras deben ser diseñadas con dos objetivos, la protección de vidas y la prevención del colapso de la estructura, para esto se deben tomar en cuenta dos sismos, el sismo de diseño (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años - periodo de retorno de 475 años) y el máximo sismo considerado (probabilidad de excedencia de 2% en 50 años - periodo de retorno de 2475 años).

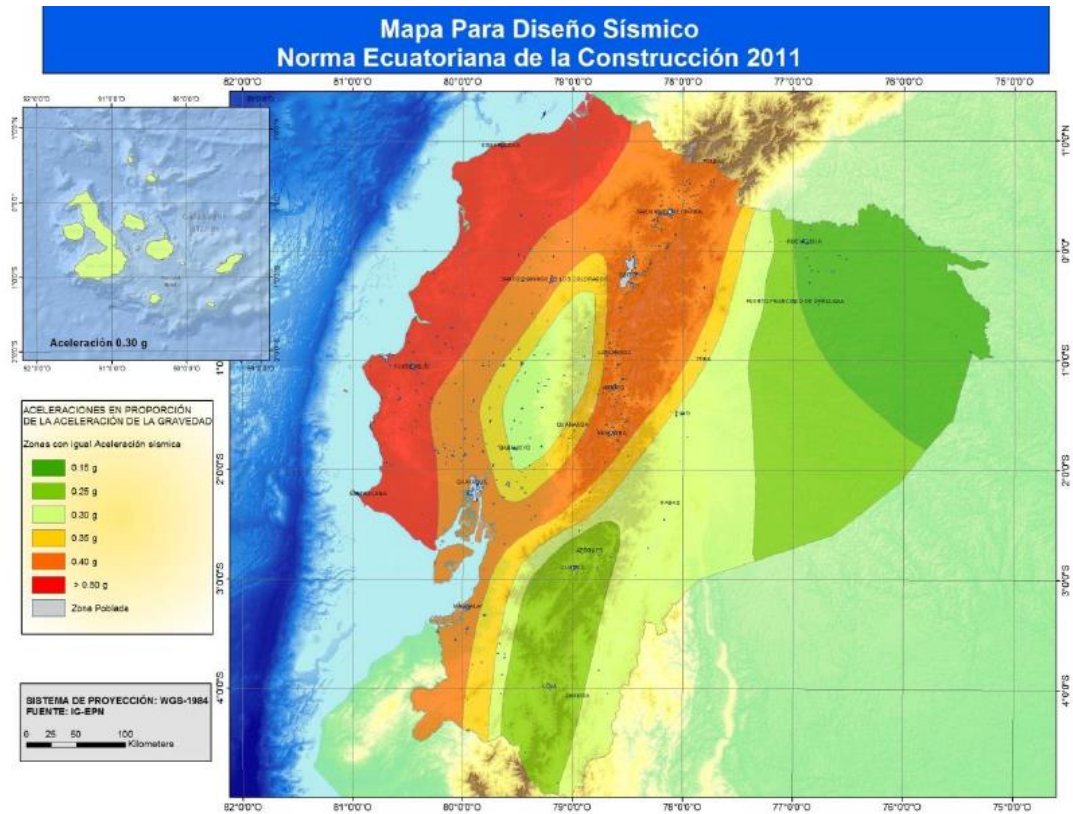
En el Ecuador se han definido algunas zonas generadoras de sismo según su sistema y mecanismo generador, Quito se encuentra en la zona A dentro de esta clasificación, en la que se establece que se generan fallas superficiales transcurrentes y sistemas de fallas inversas de la región interandina y del frente sub-andino oriental, sismos altamente destructivos han ocurrido en esta región<sup>17</sup>.

En la norma ecuatoriana de la construcción, se ha llegado a determinar 6 zonas sísmicas agrupadas por la aceleración máxima en roca esperada en el lugar, se establece el valor de Z que representa una fracción de la aceleración de la gravedad y es distinto para cada una de las 6 zonas.

---

17 Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013

**Gráfico 5-2. Mapa para diseño sísmico NEC 11**



Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 10.

**Gráfico 5-3. Valores del factor Z NEC 11**

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 10.

De la zona en la que se vaya a construir la edificación dependerán las fuerzas sísmicas que actuarán sobre la estructura recordando que estas serán directamente proporcionales a la aceleración.

## 5.2. Espectro de respuesta

Como ya se mencionó previamente, los espectros son la representación de las máximas respuestas de un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza definida, en el caso de la acción sísmica la fuerza será la asociada a la aceleración del mismo.

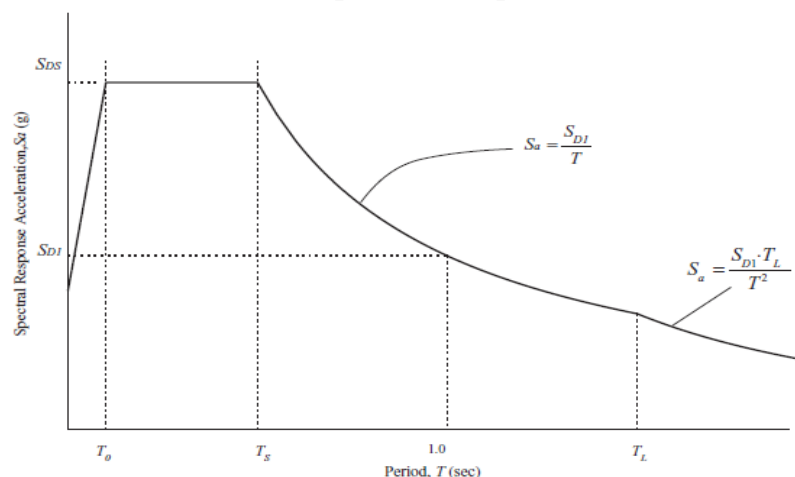
Las respuestas mencionadas son los desplazamientos, las velocidades y las aceleraciones, pero en el diseño de edificaciones es conveniente trabajar con un espectro simplificado que toma en cuenta los efectos de velocidad y desplazamiento pero que relaciona directamente a los periodos con las aceleraciones, este espectro se ha normalizado para los acelerogramas que se han registrado.

El NEC 11 y el ASCE 7 toman en cuenta para el diseño de estructuras sismoresistentes el uso de los espectros de respuesta, el cálculo es similar pero cuenta con algunas variaciones, como se muestra a continuación:

### - ASCE 7

Seguidamente se procederá a construir el espectro de respuesta que se establece en el ASCE 7 usando las ecuaciones pertinentes para el caso del edificio con el volado que se está analizando.

**Gráfico 5-4. Espectro de respuesta ASCE 7**



Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 11 página 66 .

Primero hay que empezar definiendo el tipo de suelo en el que se va a trabajar, en este caso establecemos que será un perfil de suelo tipo C, referido a la tabla que se muestra a continuación en donde se indican los tipos de perfiles de suelo dependiendo de la velocidad promedio de la onda de corte:

**Gráfico 5-5. Clasificación de sitio**

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$ , —Moisture content $w \geq 40\%$ , —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft<sup>2</sup> = 0.0479 kN/m<sup>2</sup>.

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 20 página 204 .

**Gráfico 5-6. Valores de  $S_1$  y  $S_s$  para algunas ciudades del Ecuador**

**PARAMETROS PARA LA DEFINICIÓN DE ESPECTROS ASCE-7 Y NEC-11**

LOCACIÓN	Z (475Años PR)	2475 Años PR			
		NEC-11		USGS (ASCE 7-10)	
		$S_s$	$S_1$	$S_s$	$S_1$
Nueva Loja	0.15	0.45	0.13	0.94	0.38
Cuenca	0.25	0.85	0.18	1.25	0.50
Macas	0.30	1.10	0.25	1.00	0.40
Guayaquil	0.40	1.00	0.30	1.40	0.56
Quito	0.40	1.80	0.40	2.04	0.82
Manta	0.50	1.40	0.48	1.93	0.77
Esmeraldas	0.50	3.00	1.05	3.36	1.34

Fuente: Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013

Para el caso de Quito se tienen los siguientes parámetros de aceleración del espectro de respuesta:

- A periodo corto ( $S_s$ ) = 2,04
- A 1 segundo ( $S_1$ ) = 0,82

Con los valores de  $S_s$  y  $S_1$  se calculan los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ , interpolando según los datos mostrados en las tablas, estos coeficientes modificarán las aceleraciones espectrales tomando en cuenta el tipo de perfil de suelo en el que se vaya a edificar.

**Gráfico 5-7. Tabla base para encontrar el valor de  $F_a$**

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake ( $MCE_R$ ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 11 página 66 .

**Gráfico 5-8. Interpolación para encontrar el valor de Fa**

Sitio	Ss															
	0,25	0,26	0	0,28	0,29	0,3	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,4
A	0,8	0,8	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
D	1,6	1,592	2	1,576	1,57	1,56	1,552	1,544	1,536	1,528	1,52	1,512	1,504	1,496	1,488	1,48
E	2,5	2,468	2	2,404	2,37	2,34	2,308	2,276	2,244	2,212	2,18	2,148	2,116	2,084	2,052	2,02
F																

0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,5	0,51	0,52	0,53	0,54	0,55
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,196	1,192	1,188	1,184	1,18
1,472	1,464	1,456	1,448	1,44	1,432	1,424	1,416	1,408	1,4	1,392	1,384	1,376	1,368	1,36
1,988	1,956	1,924	1,892	1,86	1,828	1,796	1,764	1,732	1,7	1,68	1,66	1,64	1,62	1,6

0,56	0,57	0,58	0,59	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,7
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,176	1,172	1,168	1,164	1,16	1,156	1,152	1,148	1,144	1,14	1,136	1,132	1,128	1,124	1,12
1,352	1,344	1,336	1,328	1,32	1,312	1,304	1,296	1,288	1,28	1,272	1,264	1,256	1,248	1,24
1,58	1,56	1,54	1,52	1,5	1,48	1,46	1,44	1,42	1,4	1,38	1,36	1,34	1,32	1,3

0,71	0,72	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,8	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,116	1,112	1,108	1,104	1,1	1,096	1,092	1,088	1,084	1,08	1,076	1,072	1,068	1,064	1,06
1,232	1,224	1,216	1,208	1,2	1,196	1,192	1,188	1,184	1,18	1,176	1,172	1,168	1,164	1,16
1,28	1,26	1,24	1,22	1,2	1,188	1,176	1,164	1,152	1,14	1,128	1,116	1,104	1,092	1,08

0,86	0,87	0,88	0,89	0,9	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,056	1,052	1,048	1,044	1,04	1,036	1,032	1,028	1,024	1,02	1,016	1,012	1,008	1,004	1
1,156	1,152	1,148	1,144	1,14	1,136	1,132	1,128	1,124	1,12	1,116	1,112	1,108	1,104	1,1
1,068	1,056	1,044	1,032	1,02	1,008	0,996	0,984	0,972	0,96	0,948	0,936	0,924	0,912	0,9

1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09	1,1	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,096	1,092	1,088	1,084	1,08	1,076	1,072	1,068	1,064	1,06	1,056	1,052	1,048	1,044	1,04
0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

1,16	1,17	1,18	1,19	1,2	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1,036	1,032	1,028	1,024	1,02	1,016	1,012	1,008	1,004	1
0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Fa

1



**Gráfico 5-9. Tabla base para encontrar el valor de Fv**

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_I$ .

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 11 página 66 .

**Gráfico 5-10. Interpolación para encontrar el valor de Fv**

Sitio	S1																					
	0,1	0,11	0	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,3	
A	0,8	0,8	1	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	
B	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
C	1,7	1,69	2	1,67	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,61	1,6	1,59	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,5	
D	2,4	2,36	2	2,28	2,24	2,2	2,16	2,12	2,08	2,04	2	1,98	1,96	1,94	1,92	1,9	1,88	1,86	1,84	1,82	1,8	
E	3,5	3,47	3	3,41	3,38	3,35	3,32	3,29	3,26	3,23	3,2	3,16	3,12	3,08	3,04	3	2,96	2,92	2,88	2,84	2,8	
F																						
0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,39	0,4	0,41	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,5			
0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8		
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
1,49	1,48	1,47	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,4	1,39	1,38	1,37	1,36	1,35	1,34	1,33	1,32	1,31	1,3			
1,78	1,76	1,74	1,72	1,7	1,68	1,66	1,64	1,62	1,6	1,59	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,5			
2,76	2,72	2,68	2,64	2,6	2,56	2,52	2,48	2,44	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4		

Fv	1,3
----	-----

Se procede a calcular las aceleraciones modificadas y las aceleraciones de diseño, así como otros parámetros necesarios para definir gráficamente al espectro y son los siguientes:

**Gráfico 5-11. Parámetros necesarios para definir el espectro**

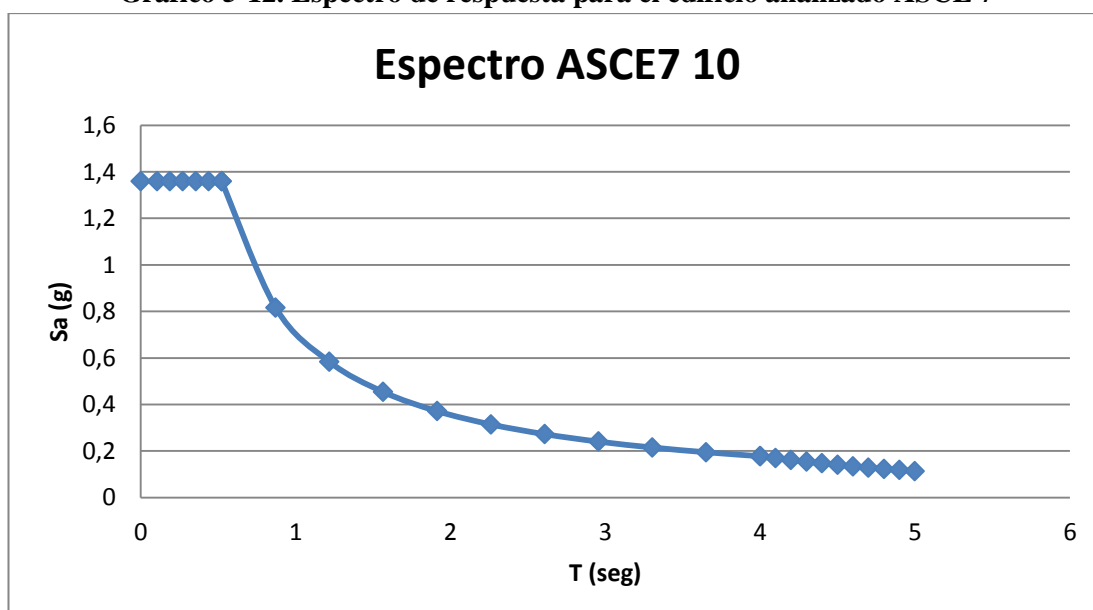
$$\begin{array}{ll}
 S_{MS} = F_a S_S & T = \text{the fundamental period of the structure, } s \\
 S_{M1} = F_v S_1 & T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\
 S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} & T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \text{ and} \\
 S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} & T_L = \text{long-period transition period (s) shown in} \\
 & \text{Figs. 22-12 through 22-16.}
 \end{array}$$

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 11 página 66 .

Los resultados son los siguientes:

SMS	2,04
SM1	1,066
SDS	1,36
SD1	0,710667
To	0,10451
Ts	0,522549
TL	4

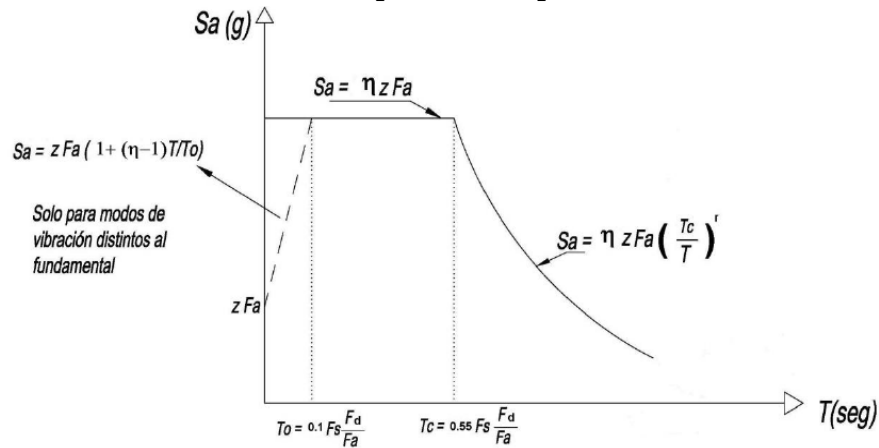
**Gráfico 5-12. Espectro de respuesta para el edificio analizado ASCE 7**



- NEC 11

Igual que en el caso anterior se calcularán los parámetros necesarios para determinar el espectro de respuesta:

**Gráfico 5-13. Espectro de respuesta NEC 11**



Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 44.

Quito se encuentra ubicado en la zona sísmica V según la clasificación de las zonas sísmicas de la NEC.

Zona sísmica	V
Z	0,4

Se establece el parámetro  $\eta$ :

$\eta = 1,8$  (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas),  $\eta = 2,48$  (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos),  $\eta = 2,6$  (Provincias del Oriente).

Sierra	
$\eta$	2,48

La clasificación del suelo es muy parecida a la que se encuentra en el ASCE 7 y está definida en la siguiente tabla:

**Gráfico 5-14. Clasificación de los perfiles del suelo según el NEC 11**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (<math>H &gt; 3\text{m}</math> para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (<math>H &gt; 7.5 \text{ m}</math> con índice de Plasticidad <math>IP &gt; 75</math>)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (<math>H &gt; 30\text{m}</math>)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 36.

El tipo de perfil es el C en concordancia con el análisis realizado con el ASCE 7.

Tipo de perfil	C
----------------	---

**Gráfico 5-15. Tipo de suelo y factores de sitio Fa**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 40.

Fa	1,2
----	-----

**Gráfico 5-16. Tipo de suelo y factores de sitio Fd**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 41.

Fd	1,3
----	-----

**Gráfico 5-17. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013, Capítulo II Peligro Sísmico página 41.

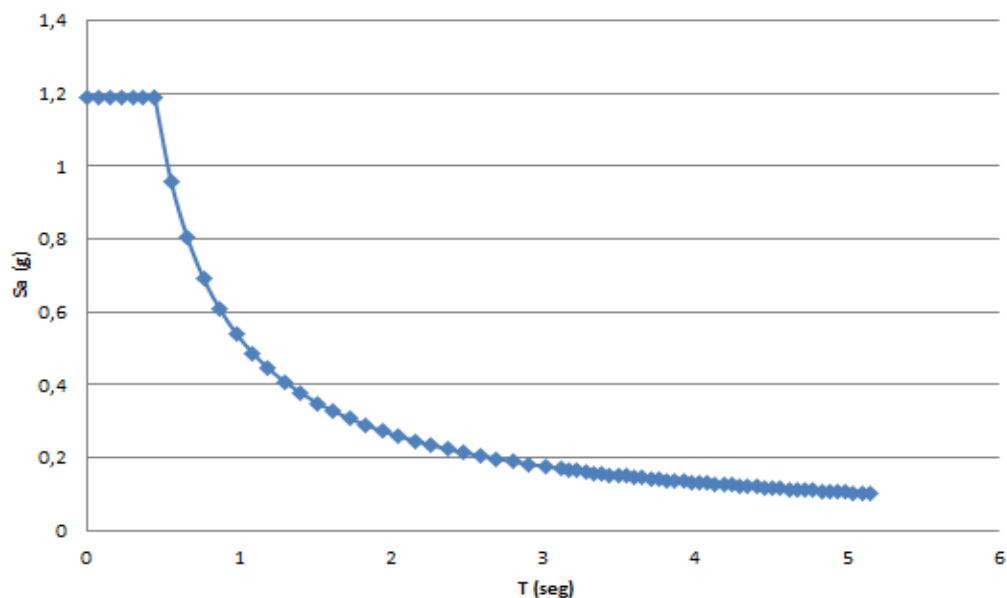
$F_s$	0,75
-------	------

Se usa el coeficiente  $r$  que es 1 para tipo de suelos A, B o C y 1,5 para suelos tipo D o E.

$r$	1
$T_c$	0,446875
$T_L$	3,12
$T_o$	0,08125

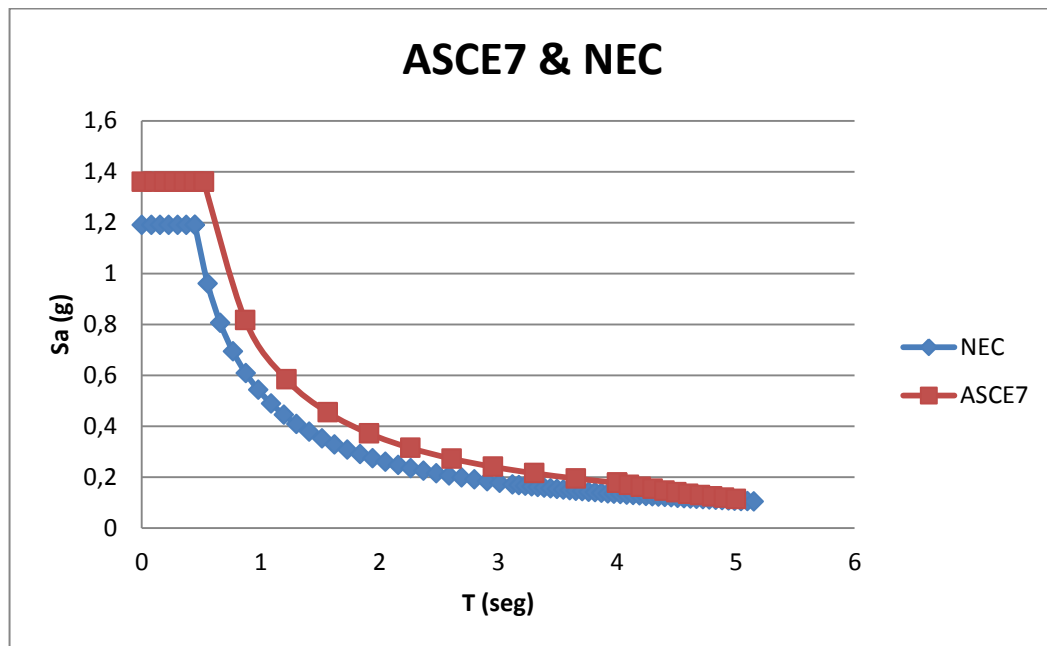
**Gráfico 5-18. Espectro de respuesta para el edificio analizado NEC 11**

### **Espectro NEC 11**



## Comparación de los dos espectros

**Gráfico 5-19. Comparación de los espectros ASCE 7 y NEC 11**



Los espectros para este caso son semejantes, pero los valores de aceleraciones espectrales son un poco mayores para el caso del ASCE 7 como se muestra en el gráfico anterior.

### **5.3. Coeficiente de modificación de respuesta**

El diseño sísmoresistente de los elementos de una estructura se lo realiza en base a fuerzas de origen sísmico menores a las que se generarían de usarse el espectro de respuesta que se indicó, el mismo que considera que se trabaja en el rango elástico, estas fuerzas se reducen a una fracción “R” que es el coeficiente de modificación de respuesta, es decir la fuerza con la que se estará diseñando será una igual a la fuerza

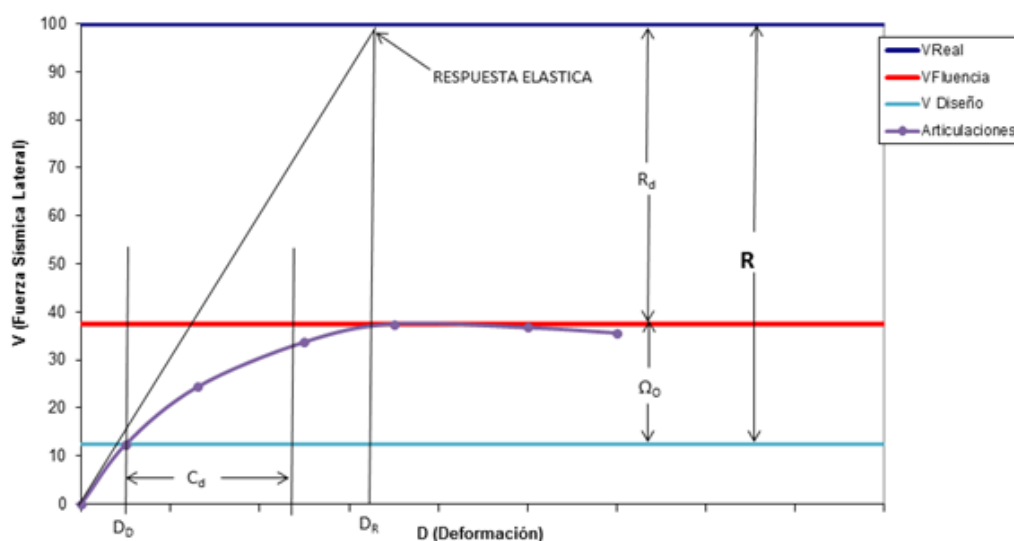
obtenida a partir del espectro de respuesta dividida para  $R$ , al diseñar la estructura con este criterio, se anticipa que el edificio trabajará en el rango inelástico y deberá mantenerse estable. Hay que tomar en cuenta que esta fuerza reducida generará deformaciones pequeñas, por lo que se debe usar otro factor para amplificarlas, en este caso se trata del factor  $C_d$  y de esta manera se tendrá concordancia con las deformaciones que se espera que se generen en un sismo.

Esta reducción con la que se trabaja es posible debido a algunos factores, entre los más importantes está la capacidad de sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ) que se genera en la estructura debida a un correcto detallamiento y estructuración, esta sobrerresistencia se da en el rango inelástico, y sirve como una reserva de energía para que la estructura pueda resistir las deformaciones que se dan bajo la acción sísmica, algunas de las razones por las que se genera esta sobrerresistencia son las siguientes:

- Los materiales con los que se trabaja suelen resistir un poco más de lo que se encuentra en sus especificaciones, tanto en el caso del hormigón como en el acero.
- Cuando se diseña bajo una normativa, esta suele incluir factores de reducción de resistencia lo que a la larga conlleva a la creación de secciones más grandes.
- El calculista no trabaja con secciones que exactamente llegarán al límite de resistencia, en este caso se usan secciones sobredimensionadas.
- Es común que en las estructuras el diseño final esté controlado por deformaciones y no por resistencia.



**Gráfico 5-20. Esquema de fuerzas con las que se trabaja en el diseño sismoresistente**



Fuente: Juan Carlos Garcés Pout [Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013](#)

El coeficiente de modificación de respuesta depende del sistema estructural y de los materiales con los que se vaya a trabajar, los sistemas que poseen mayor capacidad de disipación de energía tienen asignados un valor de  $R$  más alto, se debe tomar muy en cuenta el criterio del ingeniero calculista para aceptar estos valores dependiendo de la tipología de la estructura.

En el caso del volado es un sistema de pórtico especial concéntricamente arriostrado, en la normativa se especifica que se debe escoger un valor  $R$  de 6 y un  $C_d$  de 5 pero como se pretende evitar a toda costa que el volado ingrese en el rango inelástico y que se generen rótulas en el inicio del volado se escoge un valor  $R$  de 3 y  $C_d$  de 3, es precisamente con esta consideración con la que se debe diseñar los elementos del volado, para el resto del edificio como se trata de un sistema dual con pórtico a momento tipo especial con muros de corte, se especifica en el ASCE 7 que se debe usar un valor  $R$  de 7 y un  $C_d$  de  $5\frac{1}{2}$  para diseñar los correspondientes elementos.

**Gráfico 5-21. Valores de  $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$  para los distintos sistemas estructurales ASCE 7**

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^a$	Overstrength Factor, $\Omega_0^d$	Deflection Amplification Factor, $C_d^b$	Structural System Limitations Including Structural Height, $h_n$ (ft) Limits <sup>c</sup>				
					Seismic Design Category				
					B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES</b>	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls <sup>f</sup>	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 73 .

Como se puede observar en la tabla anterior se define para cada sistema y para cada una de las categorías de diseño sísmico las respectivas limitaciones, indicando si es posible construir la estructura con este sistema o no.

## 5.4. Tipos de análisis para carga sísmica

### 5.4.1. Fuerza lateral equivalente

Este método se fundamenta en encontrar la fuerza horizontal que actúa sobre la base de la estructura, haciendo uso de los parámetros preestablecidos que dependen de la configuración geométrica del edificio, sus materiales, su sistema, su periodo etc. Con estos parámetros se llega a determinar el denominado cortante basal, el cual viene

expresado como una fracción ( $C_s$ ) del peso total del edificio, esta fuerza se distribuye a cada uno de los pisos de la estructura dependiendo de su elevación y de su masa, y a sus elementos dependiendo de su rigidez.

#### **5.4.2. El espectro de respuesta modal**

En este método se simula que la estructura está trabajando bajo la acción de una carga dinámica que se obtiene a partir de los espectros de diseño, las respuestas máximas se obtienen combinando los modos de vibración usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación cuadrática completa (CQC), hay que calcular un determinado número de modos, para que la participación modal de la masa sea de al menos de un 90% de la masa de la estructura, en el análisis posterior se usará la combinación cuadrática completa como se recomienda en la normativa.

#### **5.4.3. Respuesta al registro de aceleración**

En este caso se hace interactuar a la estructura con el modelo matemático del movimiento del terreno, para esto se deben usar registros reales que deben ser representativos de la zona en la que se vaya a edificar la estructura.

## 5.5. Categoría de riesgo, factor de importancia y categoría de diseño sísmico

Al edificio analizado se lo asignará una categoría de riesgo III, lo que implica que el coeficiente de importancia para el caso de las acciones sísmicas “ $I_e$ ” es igual a 1,25.

**Gráfico 5-22. Categoría de riesgo**

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. <sup>a</sup>	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

<sup>a</sup>Buildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 1 página 2 .

**Gráfico 5-23. Factor de importancia**

**Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads<sup>a</sup>**

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, $I_s$	Ice Importance Factor—Thickness, $I_i$	Ice Importance Factor—Wind, $I_w$	Seismic Importance Factor, $I_e$
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

<sup>a</sup>The component importance factor,  $I_p$ , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 1 página 5 .

Siendo el valor de  $S_{DS}$  igual a 1,36, el valor de  $S_{D1}$  igual a 0,71 y estando en la categoría III, la estructura se encuentra ubicada dentro de la categoría de diseño sísmico “D”, cabe recalcar que el ASCE 7 especifica que para las ocupaciones I, II y III si  $S_1$  es mayor que 0,75 se debe diseñar bajo categoría “E”, y para el caso de la ocupación IV si  $S_1$  es mayor que 0,75 se debe diseñar bajo categoría “F”.

**Gráfico 5-24. Tablas para clasificación de categoría de diseño sísmico**

Table 11.6-1 Seismic Design Category Based on Short Period Response Acceleration Parameter			Table 11.6-2 Seismic Design Category Based on 1-S Period Response Acceleration Parameter		
Value of $S_{DS}$	Risk Category		Value of $S_{D1}$	Risk Category	
	I or II or III	IV		I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C	$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D	$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 11 página 67

## 5.6. Redundancia

El factor de redundancia  $\rho$ , que tiene como uno de sus objetivos el mayorar las fuerzas sísmicas (en las dos componentes ortogonales del sismo horizontal) para estructuras que están constituidas por pocos elementos resistentes, toma el valor de 1 o de 1,3 y para determinarlo es necesario saber bajo que categoría de diseño sísmico estamos trabajando, en este caso como se analizó nos encontramos en la categoría D.

En este caso el ASCE 7 enuncia que el factor de redundancia para categorías de diseño sísmico D, E y F será igual a 1,3 a menos que se dé la siguiente condición en donde el valor de  $\rho$  será tomado como 1<sup>18</sup>:

Cada piso que este resistiendo más del 35% del cortante basal, en la dirección de interés debe cumplir con lo siguiente:

Para el caso de estructuras con muros de corte con una relación alto-largo mayor que 1, al remover el muro de corte en ese piso, no se debe incurrir en la pérdida de más del 33% de la reducción de resistencia del piso, ni el sistema resultante debe tener irregularidad torsional extrema.

La disposición de los muros de corte en el edificio es de forma dispersa y de manera simétrica, en el sentido longitudinal del edificio se tiene los dos grandes muros que soportan al volado, ambos de 10 metros de longitud y de las mismas características, la pérdida de uno de ellos supondría la pérdida del 50% de la resistencia del piso, con lo que no se cumpliría lo estipulado, en el sentido transversal la pérdida de uno de los muros de 5 metros de longitud, que de igual forma tienen las mismas características supondría una pérdida del 25% de la resistencia del piso, con lo que se debería verificar la existencia, o no de irregularidad torsional extrema.

Pero como se menciona inicialmente, este análisis se debe realizar para muros con una relación altura-longitud mayor a 1, y siendo la altura de entrepiso de 4 metros en el volado, y 3,60 metros en el resto del edificio, en el caso del sentido longitudinal se tendría una relación altura-longitud de 0,36 y 0,4 y en el caso del sentido transversal se tendría una relación altura longitud de 0,72 y 0,8 es decir este análisis no es

---

18 American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 84 .

requerido ya que debido a las grandes dimensiones de los muros el sistema es redundante, por lo que se debe tomara al factor de redundancia  $\rho$  como 1.

## **5.7. Combinaciones de carga**

Tanto en el ASCE 7 como en el NEC se establecen 7 combinaciones de carga principales para el método de última resistencia y son las siguientes:

I)  $1,4 D$

II)  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

III)  $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,5 W)$

IV)  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$

V)  $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$

VI)  $0,9 D + 1,0 W$

VII)  $0,9 D + 1,0 E$

Para las combinaciones III, IV y V se establece que si la carga viva es menor que  $500 \text{ kg/cm}^2$  se debe usar un factor de 0,5 que afectará a este tipo de cargas, en caso contrario será de 1.

## **5.8. Sismo horizontal y sismo vertical**

En las combinaciones en donde intervenga el sismo “E”, hay que tomar en cuenta los efectos causados por las dos componentes, el sismo vertical y el sismo horizontal.

Para el caso del sismo horizontal, al encontrarnos en el caso de una categoría de diseño sísmico D, se deben aplicar las fuerzas sísmicas en forma independiente en cada una de las direcciones ortogonales y también, se debe realizar una combinación ortogonal del efecto, el sismo puede venir en cualquier dirección, y como una simplificación (para no analizar sus efectos haciendo variar su ángulo de incidencia en la estructura), lo que se hace es tomar el 100% del sismo en una dirección y el 30% del sismo en la dirección ortogonal y viceversa, es importante también mencionar que es aquí en donde entra el factor de redundancia, usándose en ambos sentidos, como ya se analizó en este caso toma el valor de 1.

En el caso del sismo vertical el ASCE 7 especifica que se debe tomarlo como un  $0,2 S_{DS}$  de la carga muerta<sup>19</sup>, para el caso del volado en el NEC y anteriormente en el UBC se menciona que se debe tomar como los  $2/3$  de los efectos horizontales que causaría el sismo exclusivamente en el volado es decir:  $F_{ver} = \frac{2}{3} I(\eta Z F_a) W$ , para este caso teniendo un volado con tales dimensiones se analizarán posteriormente las exigencias que se producen estructuralmente con los dos métodos de análisis para el volado.

De todo lo expuesto anteriormente se deben ingresar todos estos datos al programa para realizar el respectivo diseño de la estructura como se detalla a continuación:

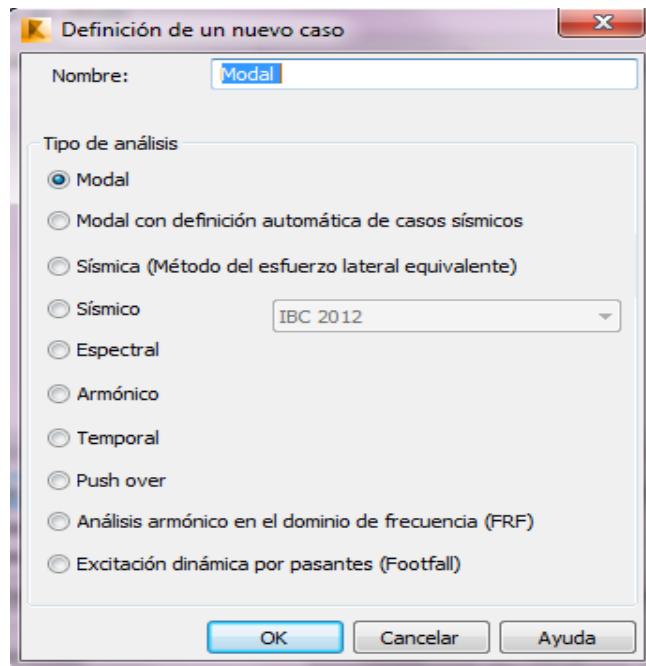
Se debe definir el análisis modal, para esto en la ventana de opciones de cálculo se crea este nuevo caso.

---

19 American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 86 .



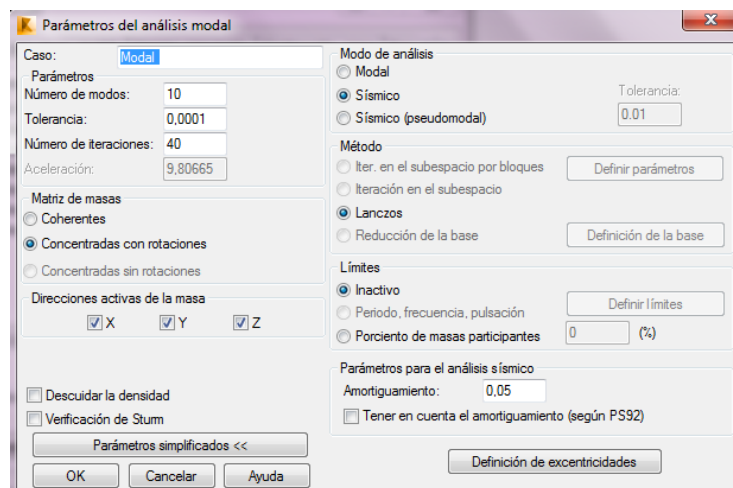
**Gráfico 5-25. Análisis modal**



Cabe mencionar que no se puede crear aun el análisis sísmico sin antes haber corrido el análisis modal es por esto que se lo realiza en este orden.

Escogiendo el análisis modal se despliega una ventana en la cual se pueden editar los parámetros del mismo, por defecto las direcciones de las masas vienen activadas en todos sus ejes, como modo de análisis se selecciona el sísmico.

**Gráfico 5-26. Parámetros del análisis modal**



Otro aspecto muy importante que se debe definir en este punto es que la carga muerta se convierte en masa vibratoria y debe ser aumentada a la masa global para el cálculo del análisis dinámico, para esto en la misma ventana de opciones de cálculo se selecciona la pestaña cargas-conversión, y se selecciona el caso 2 en todas sus direcciones para ser adjuntado a la masa global.

**Gráfico 5-27. Conversión de cargas a masa vibratoria**

Parámetros de la conversión

Convertir casos: 2

Dirección de la conversión: Z -

Coeficiente: 1

Dir. de la masa: X ☒ Y ☒ Z ☒

Adjuntar la masa a: Masa global

Casos conver...	Dir. de la con...	Coeficiente	Dirección	Caso n.º
→ 2	Z -	1,00	XYZ	Masa global

Eliminar

☒ Generar el modelo

Calcular Cerrar Ayuda

Se manda a analizar la estructura, ya habilitadas las opciones de análisis sísmico se introducen los datos previamente definidos, para esto en la ventana opciones de cálculo se define un nuevo caso usando la opción “sísmico”, se escoge como código a usarse el IBC 2012

**Gráfico 5-28. Opciones análisis sísmico**

Parámetros IBC 2012

Caso: Sismo

☐ Caso auxiliar

Suelo

☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E ☐ F

S1	0,82	Fv	1,3	SD1	0,710667
Ss	2,04	Fa	1	SDS	1,36
TL	4				
R	3				
Ie	1,25				
Cd	3				

Definición de excentricidad

Cortante básico

Definición de la dirección

Filtros

Aceptar Cancelar Ayuda

Como se puede observar al colocar los valores de  $S_1$  y  $S_s$  automáticamente el programa calcula los valores de  $F_v$ ,  $F_a$ ,  $SD1$  y  $SDS$  los mismos que coinciden con los valores que se calculó anteriormente.

Los demás valores se los cambia por los ya determinados y al aceptar se generan automáticamente las tres componentes del sismo: Sismo X, Sismo Y y Sismo Z, los tres con las mismas características.

### 5.9. Métodos de análisis para el sismo vertical

Antes de realizar el análisis estructural de la edificación completa se analizará primero al volado por separado, debido a la naturaleza de la estructura existen dos métodos para analizarlo, en el primero no se toma en cuenta directamente los efectos del sismo vertical pero en cambio se mayor en ciertas combinaciones a la carga muerta, por otro lado, en el segundo método se toma en cuenta directamente los efectos producidos por el sismo vertical (los dos tercios del sismo horizontal), es

decir se usan combinaciones puras sin aumentar nada, la idea de usar estos dos métodos es compararlos y concluir cuál de los dos exige más a los elementos estructurales y de esta forma usarlo cuando se analice la estructura completa.

### 5.9.1. Primer método

Como ya se mencionó en este primer método no se toma en cuenta directamente al sismo vertical por lo que hay que borrar esta componente (Sismo Z) de la ventana de opciones de cálculo, de igual forma se debe desactivar la dirección vertical en el análisis modal.

**Gráfico 5-29. Opciones análisis modal primer método**

Parámetros del análisis modal

Caso: Modal

Parámetros

Número de modos: 10

Tolerancia: 0.0001

Número de iteraciones: 40

Aceleración: 9.80665

Matriz de masas

☐ Coherentes

☒ Concentradas con rotaciones

☐ Concentradas sin rotaciones

Direcciones activas de la masa

☒ X ☒ Y ☐ Z

☐ Descuidar la densidad

☐ Verificación de Stum

Parámetros simplificados <<

OK Cancelar Ayuda

Modo de análisis

☐ Modal

☒ Sísmico Tolerancia: 0.01

☐ Sísmico (pseudomodal)

Método

☐ Iter. en el subespacio por bloques Definir parámetros

☐ Iteración en el subespacio

☒ Lanczos Definición de la base

☐ Reducción de la base

Límites

☒ Inactivo Definir límites

☐ Periodo, frecuencia, pulsación

☐ Porcentaje de masas participantes 0 (%)

Parámetros para el análisis sísmico

Amortiguamiento: 0.05

☒ Tener en cuenta el amortiguamiento (según PS92)

Definición de excentricidades

Para considerar el efecto del sismo vertical lo que se hace es ajustar el coeficiente de la carga muerta en las combinaciones de carga en las que intervenga el sismo, en este caso en las combinaciones V y VII.

Para este primer método tenemos entonces los siguientes casos de carga:

- 1: Peso propio (PP)
- 2: Carga muerta (CM)
- 3: Carga viva (CV)
- 4: Modal
- 5: Sismo X ( $S_x$ )
- 6: Sismo Y ( $S_y$ )

Antes de mencionar las combinaciones de carga hay algunos parámetros ya mencionados anteriormente que se deben definir:

- El factor  $f$  que afecta a la carga viva en las combinaciones de carga en donde existe también el sismo será 1 si la carga viva es mayor a  $500 \text{ kg/m}^2$  y 0,5 si es menor.
- “ $0,2 S_{DS}$ ” es el valor que afectará al coeficiente de la carga muerta en las combinaciones en las que intervenga el sismo en este caso  $S_{DS}$  es igual a 1,36 como se definió anteriormente.

Las combinaciones de carga quedan entonces de la siguiente manera:

- COMBINACIÓN I:  $1,4D$
- 7:  $1,4(PP+CM)$
- COMBINACIÓN II:  $1,2D + 1,6L$
- 8:  $1,2(PP + CM) + 1,6CV$

- COMBINACIÓN III:  $1,2D + 1,0L$

9:  $1,2(PP + CM) + 1,0CV$

- COMBINACIÓN IV:  $1,2D$

10:  $1,2(PP + CM)$

- COMBINACIÓN V:  $1,2D + 1,0E+fL$

11,12:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_x + fL$

13,14:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_x$

15,16:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_y + fL$

17,18:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_y$

- COMBINACIÓN VI:  $0,9D$

19:  $0,9(PP + CM)$

- COMBINACIÓN VII:  $0,9D + 1,0E$

20,21:  $0,9(PP + CM) \pm 1,0S_x$

22,23:  $0,9(PP + CM) \pm 1,0S_y$

- COMBINACIÓN V:  $1,2D + 1,0E+fL$

24,25,26,27:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y + fL$

28,29,30,31:  $1,2(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y$

32,33,34,35:  $1,2(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y + fL$

36,37,38,39:  $1,2(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y$

- COMBINACIÓN VII:  $0,9D + 1,0E$

40,41,42,43:  $0,9(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y$

44,45,46,47:  $0,9(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y$

- COMBINACIÓN V:  $1,2D + 1,0E+fL$

48,49,50,51,52,53,54,55:  $(1,2 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y + fL$

56,57,58,59,60,61,62,63:  $(1,2 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y$

64,65,66,67,68,69,70,71:  $(1,2 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y + fL$

72,73,74,75,76,77,78,79:  $(1,2 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y$

- COMBINACIÓN VII:  $0,9D + 1,0E$

80,81,82,83,84,85,86,87:  $(0,9 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y$

88,89,90,91,92,93,94,95:  $(0,9 \pm 0,2SDS)(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y$

Estas combinaciones pueden ser creadas directamente en el programa o exportadas desde una hoja de cálculo hecha en Excel, este proceso se lo hace desde el menú “tabla-combinaciones”, en la pestaña edición.

Realizado este proceso ya se puede mandar a calcular el volado, luego en la opción de dimensionamiento de las barras de acero, se verifica si los perfiles cumplen con los criterios de resistencia y de estabilidad especificados en las normas AISC 360 y AISC 341 como ya se especificó en capítulos anteriores, para cumplir con secciones cajón compactas sísmicamente fue necesario crear una sección para las diagonales y otra para las columnas que cumplan con este criterio, cabe mencionar que estas secciones tienen un espesor importante para poder resistir las cargas que se generarán, para el resto de elementos, es decir las vigas, se encontraron secciones W adecuadas (de igual forma para las vigas principales en los extremos del volado se requieren de secciones importantes), de manera que no estén sobredimensionadas y cumplan con los criterios de resistencia y estabilidad, los perfiles seleccionados que cumplieron con todos los requisitos fueron los siguientes:

- Columnas: Cajón 30x30x4,5

- Diagonales: Cajón 30x30x6
- Vigas longitudinales principales: W 27x539
- Vigas longitudinales secundarias: W 4x13
- Vigas transversales: W 10x60

**Gráfico 5-30. Elementos más esforzados (primer método)**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 72 73 172A175 184A189 198A201 226A230 235A...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
579 Viga SCBF L	W 27x539	STEEL A572-	12.41	21.61	0.92	56 56
567 Viga SCBF L	W 27x539	STEEL A572-	12.41	21.61	0.88	56 56
254	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.87	56 56
261	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.85	58 58
298	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.84	8 8
301	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.84	8 8
270	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.83	8 8
273	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.83	8 8
240	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.80	8 8
243	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.80	8 8
252	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.78	59 59
291	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.78	8 8
288	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.78	8 8
319	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
316	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
251	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
248	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
334	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
337	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	8 8
259	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.76	57 57
43	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	59 59

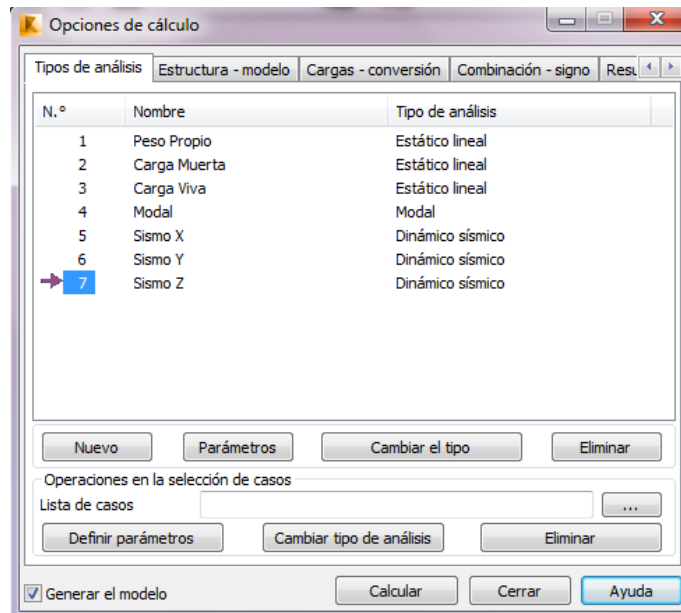
Nota de cál.: Cerrar  
Ayuda  
Solicitud: Análisis Mapa  
Puntos de cálculo: división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

### 5.9.2. Segundo método

Como ya se mencionó en este método se usarán directamente todas las componentes del sismo, por lo que cuando se defina al sismo no se debe eliminar su componente en Z, de igual manera en el análisis modal se lo debe hacer en las tres dimensiones.



**Gráfico 5-31. Casos de carga (segundo método)**



Para este segundo método tenemos entonces los siguientes casos de carga:

- 1: Peso propio (PP)
- 2: Carga muerta (CM)
- 3: Carga viva (CV)
- 4: Modal
- 5: Sismo X (Sx)
- 6: Sismo Y (Sy)
- 7: Sismo Z (Sz)

Las combinaciones en este caso ya no incluyen el “0,2  $S_{Ds}$ ” pero si al sismo en Z (Sz), como ya se mencionó se debe tomar los 2/3 de la fuerza horizontal que en este caso es 2/3 Sz ya que Sz es igual a Sx en cuanto a su comportamiento para el programa, quedando de esta forma las siguientes combinaciones de carga:

- COMBINACIÓN I: 1,4D

8: 1,4(PP+CM)

- COMBINACIÓN II: 1,2D + 1,6L

9: 1,2(PP + CM) + 1,6CV

-COMBINACIÓN III: 1,2D + 1,0L

10: 1,2(PP + CM) + 1,0CV

- COMBINACIÓN IV: 1,2D

11: 1,2(PP + CM)

- COMBINACIÓN V: 1,2D + 1,0E+fL

12,13,14,15: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>x</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub> +fL

16,17,18,19: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>x</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

20,21,22,23: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub> +fL

24,25,26,27: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

- COMBINACIÓN VI: 0,9D

28: 0,9(PP + CM)

- COMBINACIÓN VII: 0,9D + 1,0E

29,30,31,32: 0,9(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>x</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

33,34,35,36: 0,9(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

- COMBINACIÓN V: 1,2D + 1,0E+fL

37,38,39,40,41,42,43,44: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>x</sub>  $\pm$  0,3S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub> +fL

45,46,47,48,49,50,51,52: 1,2(PP + CM)  $\pm$  1,0S<sub>x</sub>  $\pm$  0,3S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

53,54,55,56,57,58,59,60: 1,2(PP + CM)  $\pm$  0,3S<sub>x</sub>  $\pm$  1,0S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub> +fL

61,62,63,64,65,66,67,68: 1,2(PP + CM)  $\pm$  0,3S<sub>x</sub>  $\pm$  1,0S<sub>y</sub>  $\pm$  0,67S<sub>z</sub>

- COMBINACIÓN VII: 0,9D + 1,0E

69,70,71,72,73,74,75,76:  $0,9(PP + CM) \pm 1,0S_x \pm 0,3S_y \pm 0,67S_z$

77,78,79,80,81,82,83,84:  $0,9(PP + CM) \pm 0,3S_x \pm 1,0S_y \pm 0,67S_z$

**Gráfico 5-32. Elementos más esforzados (segundo método)**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 72 73 172A175 184A189 198A201 226A230 235A...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
298	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.90	53 53
301	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.90	53 53
254	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.89	53 53
334	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.89	53 53
337	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.89	53 53
319	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.88	53 53
316	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.88	53 53
579 Viga SCBF L	W 27x539	STEEL A572-	12.41	21.61	0.85	53 53
261	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.84	9 9
567 Viga SCBF L	W 27x539	STEEL A572-	12.41	21.61	0.84	53 53
270	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.83	9 9
273	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.83	9 9
291	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.81	53 53
288	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.81	53 53
240	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.80	9 9
243	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.80	9 9
251	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	9 9
248	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.77	9 9
43	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	56 56

Nota de cálc. Cerrar  
Ayuda  
Solicitud  
Análisis Mapa  
Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

Comparación de los resultados:

**Gráfico 5-33. Solicitaciones en elementos usando el primer método**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 72 73 172A175 184A189 198A201 226A230 235A...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
38	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.68	59 59
39	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.74	57 57
42	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.68	59 59
43	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	59 59
72	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.29	58 58
73	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.30	56 56
172	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.63	8 8
173	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.33	8 8
174	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.33	8 8
175	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.63	8 8
184	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.54	8 8
185	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.29	8 8
186	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.29	8 8
187	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.54	8 8
188	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.35	56 56
189	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.25	59 59
198	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.69	8 8
199	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.35	8 8
200	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.35	8 8

Nota de cálc. Cerrar  
Ayuda  
Solicitud  
Análisis Mapa  
Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

**Gráfico 5-34. Solicitaciones en elementos usando el segundo método**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
38	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.63	56 56
39	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.73	9 9
42	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.63	56 56
43	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	56 56
72	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.18	9 9
73	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.14	53 53
172	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.63	9 9
173	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.33	9 9
174	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.33	9 9
175	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.63	9 9
184	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.54	9 9
185	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.29	9 9
186	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.29	9 9
187	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.54	9 9
188	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.19	53 53
189	Cajon 30x30x	STEEL A572-	37.84	37.84	0.12	9 9
198	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.69	9 9
199	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.35	9 9
200	W 10x60	STEEL A572-	26.91	23.07	0.35	9 9

Usando las mismas secciones en los dos métodos se obtienen en la mayoría de elementos índices de demanda/capacidad muy parecidos (siendo el primer método un poco más exigente que el segundo), para ambos casos las secciones elegidas cumplen tanto en resistencia como en estabilidad.

Lo anterior quiere decir que la simplificación dada por el ASCE 7 y la consideración que se da en el NEC son muy similares, para el análisis del edificio se escogerá el primer método.

## 5.10. Análisis estructural del edificio

### 5.10.1. Resistencia y estabilidad

A partir de este momento se debe trabajar con dos archivos diferentes para realizar el diseño del volado y el del resto de la estructura de manera separada, ya que como se mencionó son dos sistemas diferentes que poseen un coeficiente de modificación de respuesta diferente, siendo el valor de R para el volado 3, y para el resto del edificio

R igual a 7, si se diseñase solo con el R del volado se obtendrían elementos sobredimensionados en el resto de la estructura.

Por otra parte como se concluyó, se usará el primer método de análisis respecto al sismo vertical tanto para el diseño del volado y el resto del edificio, en el caso del volado, en el análisis modal se tendrán seleccionadas las direcciones activas de la masa en Y y en Z, y para el resto del edificio las direcciones activas de la masa en X y en Y, como ya se mencionó se debe incluir en cada uno de estos análisis modales un número de modos tal que la participación modal de la masa sea de al menos de un 90% de la masa de la estructura, para el archivo en el que se vaya a diseñar el resto del edificio se cambian los parámetros R y  $C_d$  tanto en el sismo en X como en el sismo en Y como se muestra a continuación:

**Gráfico 5-35. Parámetros para análisis sísmico (resto de la estructura)**

Ya trabajando en conjunto con la estructura se analizará de nuevo al volado en primera instancia hasta encontrar perfiles que cumplan con los criterios tanto de resistencia como de estabilidad.

En el proceso de encontrar los perfiles adecuados, tendremos que revisar cuales son las solicitaciones a las que está sometido el elemento estructural, para esto como se puede ver en los siguientes gráficos se puede pedir al programa que muestre el análisis de cualquier elemento, en este caso una columna y una viga respectivamente, en donde se muestran los detalles geométricos, mecánicos, así como los parámetros, los cálculos y las verificaciones que se hacen para determinar si un elemento es apto o no, para esto existen múltiples advertencias para verificar porque un perfil es incorrecto.

**Gráfico 5-36. Resultados para una columna**

**RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-05**

Barra: 254 Columna SCBF L/2\_254  
Punto / Coordenada: 3 / x = 1.00 L = 4.00 m  
Caso de carga: 56 56 (1+2)\*1.47+3\*0.50+6\*1.00+5\*0.30

Perfil correcto

Auto

Cajon 30x30x5

Resultados simplificados | Resultados detallados

**PARÁMETROS DE LA BARRA**

Ly = 2.00 m  
Ky = 1.00  
KLy/ry = 19.22

Lz = 2.00 m  
Kz = 1.00  
KLz/rz = 19.22

Cb = 1.00  
Lb = 4.00 m  
Cb = 1.00

**ESFUERZOS INTERNOS:**

Tr = 0.36 T\*m  
Pr = 597.65 T  
My = -28.45 T\*m  
Mrz = 54.40 T\*m  
Viy = -9.93 T  
Vrz = -5.26 T

**RESISTENCIAS LIMITES:**

RT\*Trn = 109.48 T\*m  
Fic\*Pn = 1539.77 T  
Fib\*Mny = 150.28 T\*m  
Fib\*Mnz = 150.28 T\*m  
Fiv\*Vny = 284.74 T  
Fiv\*Vnz = 284.74 T

**PARÁMETRO DE SEGURIDAD**

Fic = 0.90  
Fib = 0.90  
Fiv = 0.90  
FIT = 0.90

**ELEMENTOS DE LA SECCION**

UNS = compacto  
STI = compacto

**RESULTADOS**

Pr/(Fic\*Pn) + 8/9\*(My/(Fib\*Mny) + Mrz/(Fib\*Mnz)) = 0.88 < 1.00 LRFD (H1-1a)  
Viy/(Fiv\*Vny) = 0.03 < 1.00  
Vrz/(Fiv\*Vnz) = 0.02 < 1.00 LRFD (G2-1)  
KLy/ry = 19.22 < (K\*L/ry).max = 200.00  
KLz/rz = 19.22 < (K\*L/rz).max = 200.00 ESTABLE

OK

Cambiar

Fuerzas

Nota de calc.

Ayuda

**Gráfico 5-37. Resultados para una viga**

**RESULTADOS - norma - ANSI/AISC 360-05**

Barra: 273 Viga SCBF L/2\_273  
Punto / Coordenada: 3 / x = 1.00 L = 3.00 m  
Caso de carga: 56 56 (1+2)\*1.47+3\*0.50+6\*1.00+5\*0.30

Perfil correcto

Auto

W 12x152

Resultados simplificados | Resultados detallados

**PARÁMETROS DE LA BARRA**

Ly = 3.00 m  
Ky = 1.00  
KLy/ry = 20.88

Lz = 1.50 m  
Kz = 1.00  
KLz/rz = 18.53

Cb = 1.00  
Lb = 1.50 m  
Cb = 1.00

**ESFUERZOS INTERNOS:**

Tr = -0.30 T\*m  
Pr = 1.92 T  
My = -91.44 T\*m  
Mrz = -6.54 T\*m  
fvny.mx = 99.60 kgf/cm2  
fvnz.mx = 61.89 kgf/cm2  
Viy = 46.10 T  
Vrz = -29.99 T

**RESISTENCIAS LIMITES:**

Fic\*Pn = 883.77 T  
Fib\*Mny = 125.98 T\*m  
Fib\*Mnz = 57.55 T\*m  
Fiv\*Vny = 428.64 T  
Fiv\*Vnz = 162.19 T

**PARÁMETRO DE SEGURIDAD**

Fic = 0.90  
Fib = 0.90  
Fiv = 0.90  
FIT = 0.90

**ELEMENTOS DE LA SECCION**

UNS = compacto  
STI = compacto

**RESULTADOS**

Pr/(2\*Fic\*Pn) + My/(Fib\*Mny) + Mrz/(Fib\*Mnz) = 0.84 < 1.00 LRFD (H1-1b)  
Viy/(Fiv\*Vny) + fvny.mx/(0.6\*Fiv\*Fy) = 0.16 < 1.00  
Vrz/(Fiv\*Vnz) + fvnz.mx/(0.6\*Fiv\*Fy) = 0.22 < 1.00 LRFD (G2-1)  
KLy/ry = 20.88 < (K\*L/ry).max = 200.00  
KLz/rz = 18.53 < (K\*L/rz).max = 200.00 ESTABLE

OK

Cambiar

Fuerzas

Nota de calc.

Ayuda

A continuación se muestran los cálculos detallados para una columna y una viga en donde se especifica la referencia de la normativa usada:

**Gráfico 5-38. Cálculos detallados para una columna (1)**

Características de la sección: Cajón 40x40x2,5				
Ax	375.000	cm2	área de la sección	
Ay	162.500	cm2	área eficaz en cortante en la dirección Y	
Az	162.500	cm2	área eficaz en cortante en la dirección Z	
J	131.835.940	cm4	momento de inercia de torsión	
Iy	88.281.248	cm4	momento de inercia respecto al eje Y	
Iz	88.281.248	cm4	momento de inercia respecto al eje Z	
Zy	5.281.250	cm3	módulo de flexión plástica respecto al eje Y	
Sy	4.414.062	cm3	módulo de flexión elástica respecto al eje Y	
Zz	5.281.250	cm3	módulo de flexión plástica respecto al eje Z	
Sz	4.414.062	cm3	módulo de flexión elástica respecto al eje Z	
d	40.00	cm	altura de la sección	
b	40.00	cm	anchura de la sección	
tf	2.50	cm	espesor del ala	
tw	2.50	cm	espesor del alma	
ry	15.34	cm	radio de inercia respecto al eje Y	
rz	15.34	cm	radio de inercia respecto al eje Z	
Material:				
Nombre			STEEL A572-50	
Fy	3515.35	kgf/cm2	resistencia de material	
Fu	4569.95	kgf/cm2	límite mínima de resistencia a la tracción	
E	2038902.42	kgf/cm2	coeficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales LRFD				
Fic	0.90		parámetro de resistencia para la compresión	[E1]
Fib	0.90		parámetro de resistencia para la flexión	[F1.(1)]
Fiv	0.90		parámetro de resistencia para el cortante	[G1]
FiT	0.90		parámetro de resistencia para la torsión	[H3.1]
Barras de inercia variable				
Fsg	27.61	kgf/cm2	resistencia de cálculo Fbg de la viga de altura variable	LRFD(An. F3.4.)
Fwg	10807.07	kgf/cm2	resistencia de cálculo Fbg de la viga de altura variable	LRFD(An. F3.4.)
Fbg	2109.21	kgf/cm2	resistencia de la viga de altura variable	LRFD(An. F3.4.)
Estabilidad local de la sección				
x	14.00		esbeltez del ala	[Tabla B4.1]
y	14.00		esbeltez del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en compresión simple				
Xps_N	15.41		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_N	33.72		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]
UNS_n	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_N	15.41		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_N	33.72		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]

**Gráfico 5-39. Cálculos detallados para una columna (2)**

STI_n	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en flexión simple por el momento My				
Xps_My	15.41		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_My	33.72		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]
UNS_My	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_My	15.41		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_My	137.27		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]
STI_My	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en flexión simple por el momento Mz				
Xps_Mz	15.41		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_Mz	137.27		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]
UNS_Mz	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_Mz	15.41		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_Mz	33.72		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]
STI_Mz	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
Parámetros del análisis de pandeo:				
respecto al eje Y de la sección				
Ly	3.60	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Ky	1.00		Coeficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Ky*Ly/ry	23.46		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fey	36553.45	kgf/cm2	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcry	3376.66	kgf/cm2	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Pny	1266.25	T	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
respecto al eje Z de la sección				
Lz	3.60	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Kz	1.00		Coeficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Kz*Lz/rz	23.46		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fez	36553.45	kgf/cm2	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcrz	3376.66	kgf/cm2	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Pnz	1266.25	T	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
Parámetros del análisis de pandeo lateral				
Rm	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[F1.(2)]
Cb	1.00		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[F1.(2)]
Lb	3.60	m	longitud de la barra para el pandeo lateral	[F]
Lpy	15.40	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F]
Lry	423.15	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F]



**Gráfico 5-40. Resultados detallados para una columna (3)**

Otros:				
Cvy	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G7]
kvy	5.00		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G7]
Cvz	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.1]
kvz	5.00		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G2.1]
Esfuerzos internos				
Pr	160.82	T	resistencia exigida a la compresión	
Tr	0.35	T*m	resistencia exigida a la torsión	
Mry	-5.26	T*m	resistencia exigida a la flexión	
Mrz	1.92	T*m	resistencia exigida a la flexión	
Vry	2.02	T	resistencia exigida al cortante	
Vrz	-1.32	T	resistencia exigida al cortante	
Carga límite				
Pn	1266.25	T	resistencia de cálculo a la compresión	[E3]
Tn	147.03	T*m	resistencia nominal de la barra en torsión	[H3.1]
respecto al eje Y de la sección				
Mpy	185.65	T*m	momento plástico	[F]
Mny[YD]	185.65	T*m	resistencia de la viga en flexión en el estado plástico	[F7.1]
Mny	185.65	T*m	resistencia de cálculo a la flexión	[F7]
Vnz	342.75	T	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
Mpz	185.65	T*m	momento plástico	[F]
Mnz[YD]	185.65	T*m	resistencia de la viga en flexión en el estado plástico	[F7.1]
Mnz	185.65	T*m	resistencia de cálculo a la flexión	[F]
Vny	342.75	T	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
Parámetros sísmicos				
Sistema	[SMF]		[SMF] Special Moment Frames	ANSI 341 [9]
Tipo	Pilar		Tipo de elemento	ANSI 341 [9]
Fórmulas de verificación:				
UF[KL/r]	0.12		$\text{Max}(K_y * L_y / r_y / (K * L / r), \text{max} ; K_z * L_z / r_z / (K * L / r), \text{max})$	estable
UF(H1_1b)	0.11		$\text{Pr} / (2 * F_{ic} * P_n) + M_{ry} / (F_{ib} * M_{ny}) + M_{rz} / (F_{ib} * M_{nz})$	Verificado
UF(G2_1)	0.01		$V_{ry} / (F_{iv} * V_{ny})$	Verificado
UF(G2_1)	0.00		$V_{rz} / (F_{iv} * V_{nz})$	Verificado
Comprobaciones sísmicas adicionales según ANSI/AISC 341-05				
UFs[Mat]	1.00		$F_y / 50 \text{ ksi (345 MPa)}$	estable
UFs[Class]	compacto		$\text{Max}(\text{UNS}, \text{STI}) = \text{compacto}$	estable
Solicitud:				
RAT	0.11		solicitud	Perfil correcto

**Gráfico 5-41. Resultados detallados para una viga (1)**

Características de la sección: W 12x96				
Ax	181.935	cm2	área de la sección	
Ay	141.677	cm2	área eficaz en cortante en la dirección Y	
Az	45.064	cm2	área eficaz en cortante en la dirección Z	
J	285.119	cm4	momento de inercia de torsión	
Iy	34.672.078	cm4	momento de inercia respecto al eje Y	
Iz	11.238.248	cm4	momento de inercia respecto al eje Z	
Zy	2.408.898	cm3	módulo de flexión plástica respecto al eje Y	
Sy	2.149.673	cm3	módulo de flexión elástica respecto al eje Y	
Zz	1.106.127	cm3	módulo de flexión plástica respecto al eje Z	
Sz	725.329	cm3	módulo de flexión elástica respecto al eje Z	
d	32.26	cm	altura de la sección	
b	30.99	cm	anchura de la sección	
tf	2.29	cm	espesor del ala	
tw	1.40	cm	espesor del alma	
ry	13.80	cm	radio de inercia respecto al eje Y	
rz	7.86	cm	radio de inercia respecto al eje Z	
Material:				
Nombre			STEEL A572-50	
Fy	3515.35	kgf/cm2	resistencia de material	
Fu	4569.95	kgf/cm2	límite mínima de resistencia a la tracción	
E	2038902.42	kgf/cm2	coeficiente de elasticidad longitudinal	
Método de coeficientes parciales LRFD				
Fic	0.90		parámetro de resistencia para la compresión	[E1]
Fib	0.90		parámetro de resistencia para la flexión	[F1.(1)]
Fiv	0.90		parámetro de resistencia para el cortante	[G1]
FIT	0.90		parámetro de resistencia para la torsión	[H3.1]
Estabilidad local de la sección				
x	6.78		esbeltez del ala	[Tabla B4.1]
y	17.64		esbeltez del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en compresión simple				
Xps_N	7.22		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_N	13.49		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]
UNS_n	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_N	35.88		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_N	35.88		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]
STI_n	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en flexión simple por el momento My				
Xps_My	7.22		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_My	24.08		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]

**Gráfico 5-42. Resultados detallados para una viga (2)**

UNS_My	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_My	59.00		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_My	137.27		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]
STI_My	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
clase de sección en flexión simple por el momento Mz				
Xps_Mz	7.22		esbeltez máxima del ala compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Xr_Mz	24.08		esbeltez máxima del ala non compacta	[Tabla B4.1]
UNS_Mz	compacto		posible abolladura del ala	[Tabla B4.1]
Yps_Mz	59.00		esbeltez máxima del alma compacta	ANSI 341[Tab. I-8_1]
Yr_Mz	137.27		esbeltez máxima del alma non compacta	[Tabla B4.1]
STI_Mz	compacto		posible abolladura del alma	[Tabla B4.1]
Parámetros del análisis de pandeo:				
respecto al eje Y de la sección				
Ly	5.00	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Ky	1.00		Coficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Ky*Ly/ry	36.22		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fey	15339.79	kgf/cm2	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcry	3193.83	kgf/cm2	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Pny	581.07	T	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
respecto al eje Z de la sección				
Lz	1.25	m	longitud no protegida contra el pandeo de la barra	[E2]
Kz	1.00		Coficiente eficaz de longitud de pandeo	[E2]
Kz*Lz/rz	15.90		esbeltez de cálculo de la barra	[E2]
Fez	79553.31	kgf/cm2	tensión crítica elástica para el pandeo	[E3]
Fcrz	3450.93	kgf/cm2	tensión crítica en pandeo por torsión	[E3]
Pnz	627.85	T	resistencia nominal de la barra en compresión	[E3]
Parámetros del análisis de pandeo lateral				
Rm	1.00		parámetro de asimetría de la sección	[F1.(2)]
Cb	1.00		coeficiente de reducción para el pandeo lateral	[F1.(2)]
Lb	1.25	m	longitud de la barra para el pandeo lateral	[F2.2]
Lpy	3.33	m	longitud máx. en el estado límite de resistencia	[F2.2]
Lry	14.19	m	longitud máx. en el estado límite de pandeo lateral	[F2.2]
Otros:				
Cw	2523888.05	cm6	constante de pandeo local	[E,F]
Cvy	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G7]
kvy	1.20		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G7]
Cvz	1.00		coef. para el cálculo de las tensiones críticas en cortante	[G2.1]
kvz	1.20		coef. de inestabilidad local para el cortante	[G2.1]

**Gráfico 5-43. Resultados detallados para una viga (3)**

Esfuerzos internos				
Pr	4.73	T	resistencia exigida a la compresión	
Tr	-0.00	T*m	resistencia exigida a la torsión	
Mry	-12.15	T*m	resistencia exigida a la flexión	
Mrz	0.36	T*m	resistencia exigida a la flexión	
Vry	0.78	T	resistencia exigida al cortante	
Vrz	5.54	T	resistencia exigida al cortante	
Carga límite				
Pn	581.07	T	resistencia de cálculo a la compresión	[E3]
respecto al eje Y de la sección				
Mpy	84.68	T*m	momento plástico	[F]
Mny[YD]	84.68	T*m	resistencia de la viga en flexión en el estado plástico	[F2.1]
Mny[LTB]	84.68	T*m	resistencia en pandeo lateral	[F2.2]
Mny	84.68	T*m	resistencia de cálculo a la flexión	[F2]
Vnz	95.05	T	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
respecto al eje Z de la sección				
Mpz	38.88	T*m	momento plástico	[F]
Mnz[YD]	38.88	T*m	resistencia de la viga en flexión en el estado plástico	[F6]
Mnz	38.88	T*m	resistencia de cálculo a la flexión	[F6]
Vny	298.83	T	resistencia de cálculo al cortante	[G2.1]
Tensiones en la sección:				
frvy,mx	1.55	kgf/cm2	tensión de de cizalladura para torsión simple	
frvz,mx	0.95	kgf/cm2	tensión de de cizalladura para torsión simple	
Parámetros sísmicos				
Sistema	[SMF]		[SMF] Special Moment Frames	ANSI 341 [9]
Tipo	Viga		Tipo de elemento	ANSI 341 [9]
Lbu	1.25	m	longitud de pandeo lateral del ala superior	ANSI 341[9.8]
Lbl	1.25	m	longitud de pandeo lateral del ala inferior	ANSI 341[9.8]
Fórmulas de verificación:				
UF[KL/r]	0.18		$\text{Max}(K_y * L_y / r_y / (K * L / r), \text{max} ; K_z * L_z / r_z / (K * L / r), \text{max})$	estable
UF(H1_1b)	0.17		$\text{Pr} / (2 * F_{ic} * P_n) + M_{ry} / (F_{ib} * M_{ny}) + M_{rz} / (F_{ib} * M_{nz})$	Verificado
UF(G2_1)	0.00		$\text{frvy}, \text{mx} / (0.6 * F_{iv} * F_y)$	Verificado
UF(G2_1)	0.06		$\text{frvz}, \text{mx} / (0.6 * F_{iv} * F_y)$	Verificado
Comprobaciones sísmicas adicionales según ANSI/AISC 341-05				
UFs[Mat]	1.00		$F_y / 50 \text{ ksi } (345 \text{ MPa})$	estable
UFs[Class]	compacto		$\text{Max}(\text{UNS}, \text{STI}) = \text{compacto}$	estable
UFs[LatBrac]	0.32		$\text{Max}(L_{bu}, L_{bl}) / (0.086 * r_z * E / F_y)$	estable
Solicitud:				
RAT	0.17		solicitud	Perfil correcto

Luego de analizar algunos perfiles los siguientes son los seleccionados, todos tienen secciones sísmicamente compactas y se especifica la relación demanda capacidad del elemento más esforzado:

- Columnas: Cajón 30x30x5 (0,95)

**Gráfico 5-44. Verificación columnas**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
254 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.95	56 56
259 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.85	56 56
261 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.79	58 58
252 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.78	58 58
292 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.74	56 56
297 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.72	56 56
295 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	58 58

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Diagonales: Cajón 30x30x6 (0,86)

**Gráfico 5-45 Verificación diagonales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
43 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.86	58 58
39 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.79	58 58
42 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.77	58 58
38 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	58 58
329 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.72	58 58
371 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.69	58 58
370 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.64	58 58

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas longitudinales principales: Viga I (Viga P Volado) b=50 hw=80 tw=6 tf=9 (0,70)

**Gráfico 5-46. Verificación vigas longitudinales principales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
567 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.70	56 56
579 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.64	56 56
580 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.49	56 56
568 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.49	56 56
582 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.30	56 56
570 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.29	56 56
569 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.26	56 56

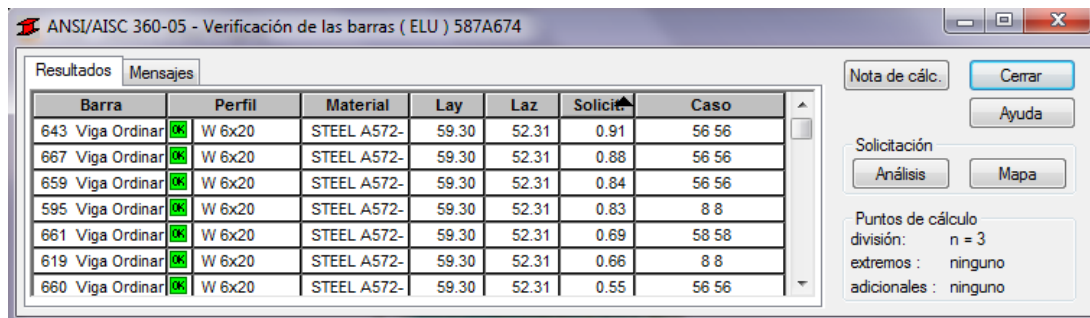
Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20 (0,91)

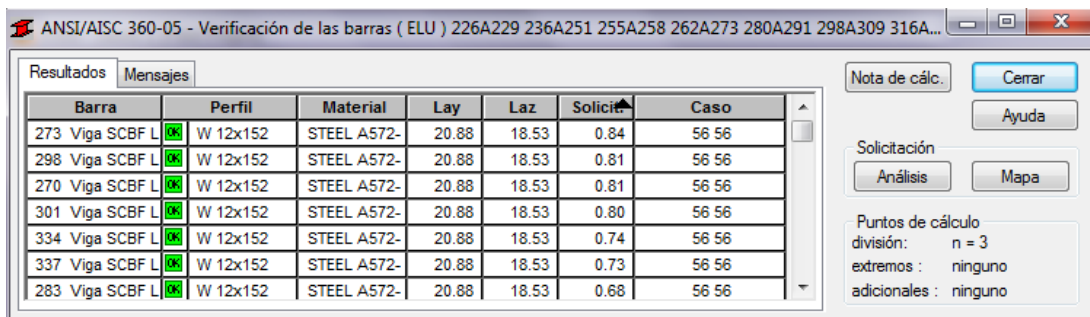
**Gráfico 5-47. Verificación vigas longitudinales secundarias**



Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
643 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.91	56 56
667 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.88	56 56
659 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.84	56 56
595 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.83	8 8
661 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.69	58 58
619 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.66	8 8
660 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.55	56 56

- Vigas transversales: W 12x152 (0,84)

**Gráfico 5-48. Verificación vigas transversales**



Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicita	Caso
273 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.84	56 56
298 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.81	56 56
270 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.81	56 56
301 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.80	56 56
334 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.74	56 56
337 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.73	56 56
283 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.68	56 56

Una vez encontrados los perfiles necesarios para el volado se procede a buscar los perfiles requeridos para el resto del edificio, al trabajar con dos archivos diferentes se deben ir realizando las modificaciones pertinentes en ambos, es decir se tiene que realizar un proceso iterativo, modificar y revisar los resultados obtenidos en el otro archivo y viceversa hasta que en ambos casos se cumplan con todos los criterios.

En este caso debido a que se tiene un coeficiente de modificación de respuesta mayor, y los elementos no están sometidos a fuerzas internas tan importantes a

diferencia del volado, en la mayoría de elementos el criterio de usar secciones sísmicamente compactas es el que rige, antes de los criterios de resistencia, las siguientes son las secciones que cumplen con todos los requisitos:

- Vigas principales: W 8x40 (0,62)

**Gráfico 5-49. Verificación vigas principales W 8x40**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
44	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.62	48 48
189	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.61	48 48
35	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.58	48 48
30	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.58	48 48
174	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.57	48 48
157	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.57	48 48
49	W 8x40	STEEL A572-	55.73	24.02	0.56	48 48

Nota de cálcul. Cerrar  
Ayuda  
Solicitud  
Análisis Mapa  
Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas secundarias Viga I (Viga S Edificio) b=6 hw=6 tw=0,8 tf=0,5 (0,71)

**Gráfico 5-50. Verificación vigas secundarias**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1082	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.71	56 56
1078	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.70	56 56
1086	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.64	56 56
1074	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.63	56 56
1055	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.41	56 56
1043	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.41	56 56
1071	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.36	56 56

Nota de cálcul. Cerrar  
Ayuda  
Solicitud  
Análisis Mapa  
Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Columnas: Cajón 30x30x2,5 (0,43)

**Gráfico 5-51. Verificación columnas**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
173	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.43	48 48
223	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.42	58 58
224	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.41	48 48
175	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.39	56 56
225	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.38	56 56
188	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.37	48 48
70	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.36	56 56
203	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.35	56 56
363	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.35	56 56
72	Cajon 30x30x	STEEL A572-	31.93	31.93	0.35	56 56

Como se mencionó, de existir cambios se los debe realizar en los dos archivos, en este caso se está cumpliendo en toda la estructura con los requisitos de resistencia en los perfiles seleccionados.

### 5.10.2. Derivas y deflexión en el volado

Ahora se debe realizar el chequeo de las derivas y el chequeo de la deflexión en el volado.

**Gráfico 5-52. Propiedades de las plantas del edificio**

Planta	Nombre	Lista	Color	Lx (m)	Ly (m)	ex1 (m)	ey1 (m)
1	Planta 1	903 1128A1159		20,00	22,00	1,00	1,10
2	Planta 2	902 1096A1127		20,00	22,00	1,00	1,10
3	Planta 3	01 1064A1095		52,00	22,00	2,60	1,10
4	Planta 4	00 1032A1063		52,00	22,00	2,60	1,10
5	Planta 5	899 904A935		52,00	22,00	2,60	1,10
6	Planta 6	884 898 936A96		20,00	22,00	1,00	1,10
7	Planta 7	881 897 968A99		20,00	22,00	1,00	1,10
8	Planta 8	896 1000A1031		20,00	22,00	1,00	1,10



Para el caso de las derivas, debido a la existencia del volado en el cuarto y quinto piso, el centro de masas en estos pisos se encuentra muy alejado del centro de masas del resto de pisos como se muestra en la siguiente tabla:

**Gráfico 5-53. Posición de los centros de masas y centros de rigideces**

Nombre	Masa (kg)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)
Planta 1	694805,43	10,73 11,00 3,03	10,07 11,00 2,71
Planta 2	694805,43	10,73 11,00 6,63	10,07 11,00 6,31
Planta 3	1205452,94	21,60 11,00 10,47	10,07 11,00 10,26
Planta 4	1197166,74	20,97 11,00 14,32	10,08 11,00 14,00
Planta 5	1274868,89	21,95 11,00 18,35	10,08 11,00 18,08
Planta 6	694805,43	10,73 11,00 21,83	10,07 11,00 21,51
Planta 7	694805,43	10,73 11,00 25,43	10,07 11,00 25,11
Planta 8	694874,23	10,73 11,00 29,03	10,07 11,00 28,71

Por este motivo, y debido a que la presencia del volado hará que la estructura presente irregularidad torsional (como se demuestra posteriormente), se debe entonces evaluar manualmente la deriva de los pisos como se dicta el ASCE 7 (12.8.6.)<sup>20</sup>, restando al mayor desplazamiento del piso analizado, el menor desplazamiento del piso inferior (ya no usando los desplazamientos de los centros de masa de cada piso), para esto se hallarán los desplazamientos laterales de las cuatro esquinas del edificio, en los dos sentidos. La deflexión última o de diseño existente en un piso se calcula por la fórmula:

---

<sup>20</sup> American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 92 .

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Donde  $\delta_{xe}$  es la deflexión obtenida mediante el análisis elástico,  $I$  es el factor de importancia ocupacional y  $C_d$  es el factor de amplificación de deflexiones, como ya se definió anteriormente el valor de  $I$  es igual a 1,25, y el valor de  $C_d$  es de 5,5, a continuación se calculan las derivas de cada uno de los pisos en sus cuatro esquinas, en sus dos sentidos, para luego evaluar sus derivas de diseño (se debe recalcar que el programa ya amplifica los desplazamientos).

**Gráfico 5-54. Esquema de la determinación de la deriva de piso**

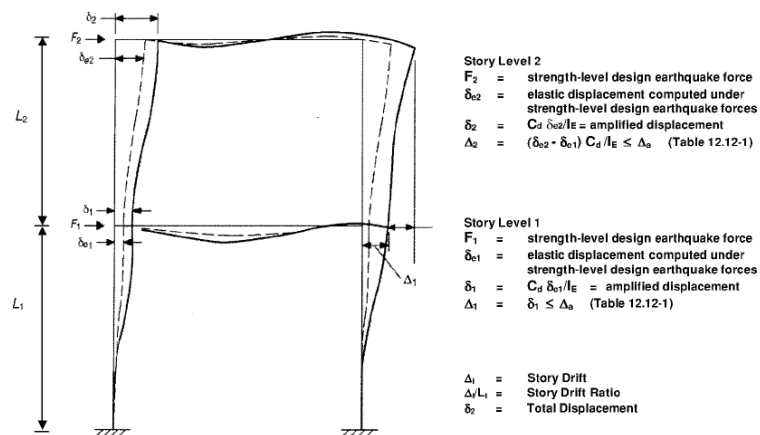


FIGURE 12.8-2 STORY DRIFT DETERMINATION

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 93 .

La deflexión admisible se establece de acuerdo a la siguiente tabla:

**Gráfico 5-55. Derivas admisibles**

**TABLE 12.12-1 ALLOWABLE STORY DRIFT,  $\Delta_a^{a,b}$**

Structure	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less with interior walls, partitions, ceilings and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts.	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Masonry cantilever shear wall structures <sup>d</sup>	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

<sup>a</sup> $h_{sx}$  is the story height below Level  $x$ .

<sup>b</sup>For seismic force-resisting systems comprised solely of moment frames in Seismic Design Categories D, E, and F, the allowable story drift shall comply with the requirements of Section 12.12.1.1.

<sup>c</sup>There shall be no drift limit for single-story structures with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts. The structure separation requirement of Section 12.12.3 is not waived.

<sup>d</sup>Structures in which the basic structural system consists of masonry shear walls designed as vertical elements cantilevered from their base or foundation support which are so constructed that moment transfer between shear walls (coupling) is negligible.

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 97.

Al tratarse de una estructura con categoría de ocupación III y no estar especificada directamente en los tipos de estructura expuestos, se toma como deriva admisible la mostradas en el caso “las demás estructuras” siendo el valor correspondiente al 0,015 de la altura de entrepiso.

#### - Cálculo de derivas Sentido X

**Gráfico 5-56. Cálculo de derivas sentido X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max (cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1	3,6	3,6							0,2438	5,4	SI
	3,6		0,2438	0,2227	0,239	0,2174	0,2438	0,2174			
2	3,6	3,6							0,4816	5,4	SI
	7,2		0,699	0,6752	0,6854	0,6611	0,699	0,6611			
3	3,6	3,6							0,6207	5,4	SI
	10,8		1,2818	1,2661	1,2595	1,2434	1,2818	1,2434			
4	4	4							0,7928	6	SI
	14,8		2,0362	2,0267	2,0083	1,9985	2,0362	1,9985			
5	4	4							0,8413	6	SI
	18,8		2,8398	2,8369	2,8141	2,8099	2,8398	2,8099			
6	3,6	3,6							0,7664	5,4	SI
	22,4		3,5763	3,5721	3,5529	3,5553	3,5763	3,5529			
7	3,6	3,6							0,789	5,4	SI
	26		4,3419	4,2978	4,2926	4,2995	4,3419	4,2926			
8	3,6	3,6							0,7211	5,4	SI
	29,6		4,961	4,9908	4,9974	5,0137	5,0137	4,961			

- Cálculo de derivas Sentido Y

**Gráfico 5-57. Cálculo de derivas sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max (cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1		3,6							0,5939	5,4	SI
	3,6		0,317	0,5939	0,3174	0,5938	0,5939	0,317			
2		3,6							1,4949	5,4	SI
	7,2		1,0316	1,8119	1,032	1,8117	1,8119	1,0316			
3		3,6							2,4169	5,4	SI
	10,8		2,0395	3,4485	2,0393	3,4481	3,4485	2,0393			
4		4							3,4604	6	SI
	14,8		3,3909	5,4997	3,389	5,4991	5,4997	3,389			
5		4							4,2857	6	SI
	18,8		4,8886	7,6747	4,8839	7,6737	7,6747	4,8839			
6		3,6							4,8057	5,4	SI
	22,4		6,2947	9,6896	6,2877	9,6886	9,6896	6,2877			
7		3,6							5,4339	5,4	NO
	26		7,7102	11,7215	7,7048	11,7216	11,7216	7,7048			
8		3,6							6,0363	5,4	NO
	29,6		9,1064	13,7389	9,1153	13,7411	13,7411	9,1064			

En el sentido Y también se deben chequear las derivas en el volado, en este caso los máximos desplazamientos se darán en el extremo, y es en donde se calcularán las derivas:

**Gráfico 5-58. Cálculo de derivas (volado) sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	$\Delta x \leq \Delta a$
	10,8				
4		4	3,9723	6	SI
	14,8				
5		4	3,6804	6	SI
	18,8				

- Deflexión en el volado

En el caso del volado existen múltiples recomendaciones para las deflexiones admisibles en un volado, por ejemplo en un documento emitido por la facultad de ingeniería de la Universidad de Castilla – La Mancha, se habla sobre los estados

límite de servicio, dándose a conocer la siguiente tabla para deformaciones verticales:

**Gráfico 5.59-. Valores límite indicativos recomendados para flechas verticales**

Tipo de Elemento	Valores límite $w_{activa}$
Cubiertas (accesibles sólo para mantenimiento)	L/250
Cubiertas accesibles (con carácter general)	L/300
Vigas y forjados (en ausencia de elementos frágiles susceptibles de deterioro)	L/300
Vigas y forjados soportando tabiques ordinarios o solados rígidos con juntas	L/400
Vigas y forjados soportando elementos frágiles: tabiques, cerramientos o solados rígidos	L/500
Vigas soportando pilares	L/500
Vigas soportando muros de fábrica	L/1000

Fuente: Facultad de Ingeniería Universidad de la Castilla – La Mancha Estados límites de servicio  
Internet. [www.civil.cicloides.com/estructurales /2.3.3/](http://www.civil.cicloides.com/estructurales/2.3.3/) Acceso: 02/03/2014

Se especifica que en el caso de volados, se adoptará como L el doble de la longitud del voladizo, el tipo de elemento sería “vigas soportando pilares”, en este caso el valor límite sería:

$$\delta v, adm = \frac{2 \times 3200 \text{ cm}}{500} = 12,8 \text{ cm}$$

Por otra parte en esta tabla, así como otros valores que se encuentran en la bibliografía, son recomendaciones, pero el valor admisible final debe quedar en base del criterio del calculista, en este caso como recomendación<sup>21</sup> esta deflexión debe limitarse a un valor de hasta el 3% o 5% de la longitud del volado, esto quiere decir

<sup>21</sup> Ing. Juan Carlos Garcés Pout, Catedra: Diseño Sismoresistente, facultad de Ingeniería PUCE 2014.

un valor admisible de 9,6 cm hasta máximo 16 cm, se decide entonces trabajar con un valor correspondiente al 4‰ es decir:

$$\delta v, adm = 12,8 \text{ cm}$$

A nivel de servicio tenemos las siguientes deflexiones en las 4 esquinas del volado:

- B-13 +10,80 m

**Gráfico 5-60. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +10,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta v$ (cm)	$\delta \leq \delta v \text{ adm}$
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,6785	9,4411	SI
	Carga Muerta	2,0142		
	Carga viva	1,7484		

- F-13 +10,80 m

**Gráfico 5-61. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +10,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta v$ (cm)	$\delta \leq \delta v \text{ adm}$
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,6706	9,4271	SI
	Carga Muerta	2,0109		
	Carga viva	1,7456		

- B-13 +18,80 m

**Gráfico 5-62. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +18,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta v$ (cm)	$\delta \leq \delta v \text{ adm}$
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,696	9,468	SI
	Carga Muerta	2,0192		
	Carga viva	1,7528		

- F-13 +18,80 m

**Gráfico 5-63. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +18,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta_v$ (cm)	$\delta \leq \delta_v$ adm
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,6882	9,4542	SI
	Carga Muerta	2,016		
	Carga viva	1,75		

En un primer análisis vemos que las deflexiones en el volado se encuentran dentro del rango admisible, pero para el resto del edificio en algunos pisos las derivas sobrepasan los valores admisibles, específicamente en el análisis del sismo en Y que es el más crítico, en los dos últimos pisos. Como en la mayoría de estructuras, aquí también rige el criterio de cumplir con las derivas admisibles antes que el criterio de resistencia, entonces se procede a aumentar el tamaño de las secciones de los elementos estructurales para cumplir con los requisitos de deformaciones.

Las secciones que se ajustan a los requerimientos mencionados finalmente son las siguientes:

Volado:

- Columnas: Cajón 30x30x5
- Diagonales: Cajón 30x30x6
- Vigas longitudinales principales: Viga I (Viga P Volado)  $b=50$   $h_w=80$   $t_w=6$   $t_f=9$
- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20
- Vigas transversales: W 12x152

### Resto del edificio:

- Vigas principales: W 12x96
- Vigas secundarias Viga I (Viga S Edificio)  $b=6$   $h_w=6$   $t_w=0,8$   $t_f=0,5$
- Columnas: Cajón 40x40x2,5

Con estos perfiles ya se cumplen las derivas admisibles en los pisos que críticos analizando el sismo en Y.

**Gráfico 5-64. Cálculo de derivas sentido Y (Segundo chequeo)**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max (cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1		3,6							0,587	5,4	SI
	3,6		0,3275	0,587	0,3282	0,5868	0,587	0,3275			
2		3,6							1,4459	5,4	SI
	7,2		1,0529	1,7734	1,0536	1,773	1,7734	1,0529			
3		3,6							2,2956	5,4	SI
	10,8		2,0623	3,3485	2,0624	3,348	3,3485	2,0623			
4		4							3,2348	6	SI
	14,8		3,3985	5,2971	3,3964	5,2962	5,2971	3,3964			
5		4							3,9348	6	SI
	18,8		4,8582	7,3312	4,8521	7,3299	7,3312	4,8521			
6		3,6							4,3332	5,4	SI
	22,4		6,2083	9,1853	6,1985	9,1838	9,1853	6,1985			
7		3,6							4,8338	5,4	SI
	26		7,548	11,032	7,54	11,0323	11,0323	7,54			
8		3,6							5,3128	5,4	SI
	29,6		8,8506	12,8492	8,8623	12,8528	12,8528	8,8506			

Una vez que la estructura cumple con los criterios de resistencia, estabilidad y deformaciones, es necesario realizar los siguientes chequeos:

### **5.10.3. Porcentaje de participación modal de la masa**

Como ya se mencionó en el análisis modal para los dos casos se debe tener un número necesario de modos, para que la participación modal de la masa sea de al menos de un 90% de la masa de la estructura, para el caso del volado y el resto de la estructura tenemos los siguientes porcentajes:



**Gráfico 5-65. Participación modal (edificio)**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)
4/ 1	1,47	0,68	0,00	51,18	0,0	0,00	51,18	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 2	1,92	0,52	0,01	71,49	0,0	0,01	20,31	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 3	2,91	0,34	72,03	71,49	0,0	72,02	0,00	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 4	5,11	0,20	72,03	75,21	0,0	0,00	3,72	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 5	6,76	0,15	72,03	75,21	0,0	0,00	0,01	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 6	8,12	0,12	72,03	88,79	0,0	0,00	13,58	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 7	10,33	0,10	72,03	88,84	0,0	0,00	0,04	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 8	10,65	0,09	90,00	88,84	0,0	17,96	0,00	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 9	12,07	0,08	90,00	88,86	0,0	0,01	0,02	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 10	15,67	0,06	90,00	93,23	0,0	0,00	4,37	0,0	5922295,71	5922295,71

Para el caso del edificio con 10 modos se cumple con este criterio, para el caso del volado debido a la dirección en Z se necesitan de más modos como se muestra a continuación:

**Gráfico 5-66. Participación modal (volado)**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)	Total masas UZ (kg)
4/ 369	29,22	0,03	0,0	97,14	90,46	0,0	0,00	0,28	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 370	29,26	0,03	0,0	97,14	90,57	0,0	0,00	0,11	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 371	29,29	0,03	0,0	97,14	90,60	0,0	0,00	0,03	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 372	29,31	0,03	0,0	97,14	90,61	0,0	0,00	0,01	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 373	29,38	0,03	0,0	97,14	90,61	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 374	29,46	0,03	0,0	97,14	90,61	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 375	29,52	0,03	0,0	97,14	90,61	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 376	29,53	0,03	0,0	97,14	90,64	0,0	0,00	0,03	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 377	29,55	0,03	0,0	97,14	90,65	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 378	29,67	0,03	0,0	97,19	90,65	0,0	0,05	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 379	29,71	0,03	0,0	97,20	90,65	0,0	0,01	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 380	29,74	0,03	0,0	97,20	90,65	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 381	29,82	0,03	0,0	97,20	91,54	0,0	0,00	0,89	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 382	29,86	0,03	0,0	97,20	91,60	0,0	0,00	0,06	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 383	29,97	0,03	0,0	97,21	91,66	0,0	0,00	0,26	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 384	30,00	0,03	0,0	97,33	91,66	0,0	0,12	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 385	30,15	0,03	0,0	97,33	91,66	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 386	30,18	0,03	0,0	97,33	91,66	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 387	30,25	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,00	0,01	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 388	30,34	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,01	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 389	30,35	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 390	30,40	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 391	30,42	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 392	30,44	0,03	0,0	97,33	91,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 393	30,46	0,03	0,0	97,33	91,89	0,0	0,00	0,01	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 394	30,50	0,03	0,0	97,33	91,89	0,0	0,00	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 395	30,57	0,03	0,0	97,34	91,89	0,0	0,01	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 396	30,60	0,03	0,0	97,38	91,89	0,0	0,04	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 397	30,66	0,03	0,0	97,39	91,89	0,0	0,01	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 398	30,71	0,03	0,0	97,39	91,99	0,0	0,00	0,10	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 399	30,72	0,03	0,0	97,40	91,99	0,0	0,01	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11
4/ 400	30,83	0,03	0,0	97,42	91,99	0,0	0,02	0,00	0,0	5779736,11	5779736,11

#### 5.10.4. Ajuste al 85% del cortante basal estático

Otro aspecto fundamental es que el cortante basal debe ser calculado por medio del método de la fuerza estática equivalente para cada una de las direcciones ortogonales utilizando el periodo fundamental de vibración correspondiente (pero considerando el límite superior CuTa como se calculará posteriormente).

Si el cortante basal obtenido mediante la respuesta modal combinada es menor que el 85% del cortante basal usando el método de la fuerza estática equivalente, las fuerzas deberán ser multiplicadas por  $0,85 \frac{V_{est}}{V_{din}}$  o bien se puede afectar al valor de R para conseguir este resultado<sup>22</sup>.

$$R_{diseño} = \left( \frac{V_{din}}{0,85V_{est}} \right) R$$

**Ecu. 5.65**

A continuación se realizarán los cálculos y verificaciones correspondientes:

- Cálculo de  $C_s$

El cortante basal viene dado por la fórmula:

$$V = C_s W$$

**Ecu. 5.66**

En donde  $C_s$  es el coeficiente que se determina con las siguientes fórmulas en función del periodo:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \text{ Para } T \leq T_L$$

**Ecu. 5.67**

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left( \frac{R}{I_e} \right)} \text{ Para } T > T_L$$

**Ecu. 5.68**

---

<sup>22</sup> Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013

$T_L$  puede ser tomado por un valor de 4 segundos hasta no tener información más precisa<sup>23</sup>

Los valores obtenidos por las dos ecuaciones anteriores no deben ser excedidos por el valor calculado en la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

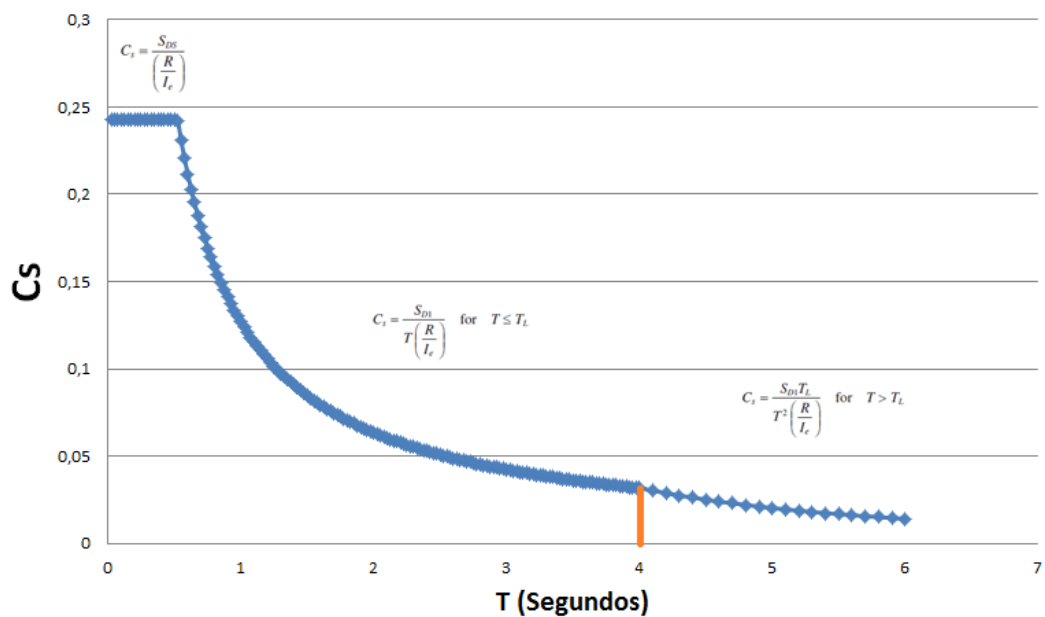
**Ecu. 5.69**

Se tienen los siguientes parámetros previamente establecidos:

$T_L$	4
$R$	7
$I_e$	1,25
$S_{DS}$	1,36
$S_{D1}$	0,71066667

El valor limitante de  $C_s$  corresponde a 0,2429, se tienen entonces la siguiente función:

**Gráfico 5-67. Gráfica  $C_s$  en función del Periodo**



23 Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013

Se establece también lo siguiente:

- El valor de  $C_s$  no debe ser menor que  $C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01$ , es decir que  $C_s$  debe ser menor que 0,0748.
- Para estructuras localizadas en lugares donde  $S_1$  sea mayor o igual que 0,6g  $C_s$  no debe ser menor que  $C_s = 0,5S_1(R/I_e)$ , pero en este caso este requisito no se aplica.

Es necesario también determinar el periodo fundamental de vibración y este no deberá ser mayor que la multiplicación del coeficiente de límite superior  $C_u$  y el periodo fundamental aproximado  $T_a$ .

$$T_a = C_t h_n^x$$

**Ecu. 5.70**

Los valores de  $C_t$  y de  $x$ , dependen del sistema y de los materiales con los que se esté trabajando y son los siguientes:

**Gráfico 5-68. Valores de  $C_t$  y  $x$**

**Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters  $C_t$  and  $x$**

Structure Type	$C_t$	$x$
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.75

<sup>a</sup>Metric equivalents are shown in parentheses.

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 90 .

Para este caso como no se menciona directamente a la estructura en análisis, se escoge como  $C_t$  el valor de 0,0488 y a x como 0,75.

hn se define como la altura de la estructura (en metros), desde su base hasta el punto más alto en este caso 29,6 metros.

Con estos valores se obtiene el valor de periodo fundamental aproximado:

$$T_a = 0,619 \text{ seg}$$

**Ecu. 5.71**

Los valores de  $C_u$  también dependen del parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño a 1 segundo  $S_{D1}$ .

**Gráfico 5-69. Coeficiente  $C_u$**

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, $S_{D1}$	Coefficient $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 90 .

Teniendo un valor  $S_{D1}$  de 0,71 el valor del coeficiente de límite superior es:

$$C_u = 1,4$$

**Ecu. 5.72**

La multiplicación de estos dos parámetros da como resultado:

$$C_u T_a = 0,867 \text{ seg}$$

**Ecu. 5.73**

**Gráfico 5-70. Determinación de los periodos fundamentales**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)
4/ 1	1,47	0,68	0,00	51,24	0,0	0,00	51,24
4/ 2	1,92	0,52	0,01	71,44	0,0	0,01	20,20
4/ 3	2,91	0,34	71,99	71,44	0,0	71,99	0,00
4/ 4	5,11	0,20	72,00	75,18	0,0	0,00	3,74
4/ 5	6,76	0,15	72,00	75,19	0,0	0,00	0,01
4/ 6	8,12	0,12	72,00	88,78	0,0	0,00	13,59
4/ 7	10,32	0,10	72,00	88,83	0,0	0,00	0,04
4/ 8	10,65	0,09	89,99	88,83	0,0	17,99	0,00
4/ 9	12,07	0,08	90,00	88,85	0,0	0,01	0,02
4/ 10	15,65	0,06	90,00	93,22	0,0	0,00	4,37

Haciendo uso de las tablas del análisis modal del programa, se observa lo siguiente:

- Para el sentido X se tiene un periodo fundamental de 0,34

- Para el sentido Y se tiene un periodo fundamental de 0,68

Ninguno de los dos valores superan al límite establecido, por lo que se procede a calcular los valores de  $C_s$  (o se los puede obtener de la gráfica correspondiente).

- Para el sentido X se tiene un valor de  $C_s$  igual a 0,2429

- Para el sentido Y se tiene un valor de  $C_s$  igual a 0,1866

### Cálculo de W

El peso efectivo W, del edificio se calcula sumando la carga muerta total y cualquiera de las siguientes cargas:

- 1) En áreas usadas para almacenamiento, como mínimo debe incluirse un 25% de la carga viva que actúe en el piso.
- 2) El peso de las particiones o un mínimo de  $50 \text{ kg/m}^2$  por piso, el que sea menor
- 3) El peso operativo del equipo permanente

Para fines prácticos de lo expuesto se tomará una carga de 30 T debida al 25% carga viva de las áreas de almacenamiento y al peso de un generador eléctrico.

Por peso propio tenemos la siguiente carga en la estructura:

**Gráfico 5-71. Determinación del peso propio de la estructura**

Caso 1	Peso Propio					
Suma final	-0,00	0,00	4604,45	0,02	-40,04	0,02
Suma de reacci	-0,00	0,00	4604,45	50647,09	-73577,18	-0,00
Suma de esfuer	-0,00	0,0	-4604,45	-50647,09	73577,26	0,00
Verificación	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,08	-0,00
Precisión:	1,73631e-005	7,67373e-013				

$$PP=4604,45 \text{ T}$$

Por carga muerta tenemos los siguientes resultados:

**Gráfico 5-72. Determinación de la carga muerta de la estructura**

Caso 2	Carga Muerta					
Suma final	-0,00	0,00	1345,54	0,02	-12,43	0,00
Suma de reacci	-0,00	0,00	1345,54	14800,90	-22081,51	-0,00
Suma de esfuer	0,0	0,0	-1345,54	-14800,90	22081,54	0,0
Verificación	-0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,03	-0,00
Precisión:	1,99254e-005	9,72755e-013				

$$CM=1345,54 \text{ T}$$

A manera de comprobación como carga muerta teníamos un valor de  $0,288 \text{ T/m}^2$  distribuidas en todo el edificio tenemos entonces el siguiente cálculo:

**Gráfico 5-73. Comprobación de la carga muerta en la estructura**

Volado	Area 1 piso (m2)	384	Peso total CM (T)
	Area 3 pisos (m2)	1152	
	Peso (T)	331,776	
Resto del edificio	Area 1 piso (m2)	440	1345,536
	Area 8 pisos (m2)	3520	
	Peso (T)	1013,76	

Como se observa los resultados coinciden, luego de esto se procede a calcular el peso efectivo total del edificio que es el siguiente:

$$W = 5979,99 T$$

**Ecu. 5.74**

Tenemos entonces los siguientes cortantes basales para el método de la fuerza estática equivalente:

- Para el sentido X se tiene un valor de  $V_{est}$  igual a 1452,54 T
- Para el sentido Y se tiene un valor de  $V_{est}$  igual a 1115,87 T

El 85% de estos valores son los siguientes:

- Sentido X: 1234,66 T
- Sentido Y: 948,49 T

Una vez calculados estos valores se procede a verificar en el programa cuales son las fuerzas que se están generando para el caso de la respuesta modal combinada:

- Sismo en X

**Gráfico 5-74. Cortante basal dinámico en X**

Caso	5 - Sismo X					
Modo CQC						
Suma final	1067,96	219,19	5245,52	41,75	246,51	5,73
Suma de reacciones <	1064,84	7,13	0,00	164,66	21389,85	11583,11
Suma de esfuerzos	1064,84	7,13	0,0	164,66	21389,93	11583,10
Verificación	2129,68	14,26	0,00	329,31	42779,77	23166,21
Precisión:	2,20773e-001	5,88321e-008				



- Sismo en Y

**Gráfico 5-75. Cortante basal dinámico en Y**

Caso	6 - Sismo Y					
Modo CQC						
Suma final	706,96	902,48	9034,69	488,83	257,57	15,21
Suma de reacciones <	7,13	700,90	0,00	13627,97	141,96	15582,13
Suma de esfuerzos	7,13	700,90	0,0	13628,15	141,96	15582,64
Verificación	14,26	1401,81	0,00	27256,11	283,93	31164,77
Precisión:	2,20773e-001	5,88321e-008				

Los resultados son los siguientes:

- Para el sentido X se tiene un valor de  $V_{din}$  igual a 1064,84 T

- Para el sentido Y se tiene un valor de  $V_{din}$  igual a 700,90 T

Como se mencionó anteriormente si la respuesta modal combinada para el cortante basal (en este caso 1064,84 T y 700,90 T) es menor que el 85% del cortante basal usando el método de la fuerza estática equivalente (1234,66 T y 948,49 T) las fuerzas deben ser multiplicadas por  $0,85 \frac{V_{est}}{V_{din}}$ .

En este caso en ambos sentidos se debe realizar esta modificación, el programa incluye una opción para ajustar directamente este valor como se muestra a continuación:

En las opciones de cálculo se selecciona el caso de carga que se desee editar, en este caso el sismo en X y el sismo en Y, en las opciones de estos casos sísmicos tenemos la opción llamada cortante básico en donde se colocan los valores a ajustar.

**Gráfico 5-76. Corrección sismo en X**

**Cortante básico**

☐ Inactivo  
☒ Valor del usuario 1234,66 (T)  
☐ Valor automático

Periodo fundamental - Ta 1 (s)

OK Cancelar

**Gráfico 5-77. Corrección sismo en Y**

**Cortante básico**

☐ Inactivo  
☒ Valor del usuario 948,49 (T)  
☐ Valor automático

Periodo fundamental - Ta 1 (s)

OK Cancelar

Corremos de nuevo al programa para constatar las modificaciones, como se puede observar se corrige al cortante con una aproximación bastante buena:

**Gráfico 5-78. Cortante basal corregido sismo en X**

Caso	5 - Sismo X					
Modo CQC						
Suma final	1237,59	254,00	6078,68	48,38	285,66	6,65
Suma de reacciones <	1233,97	8,26	0,00	190,81	24787,25	13422,88
Suma de esfuerzos	1233,97	8,26	0,0	190,81	24787,34	13422,88
Verificación	2467,94	16,52	0,00	381,62	49574,59	26845,76
Precisión:	2,55839e-001	6,81765e-008				

**Gráfico 5-79. Cortante basal corregido sismo en Y**

Caso	6 - Sismo Y					
Modo CQC						
Suma final	956,14	1220,58	12219,16	661,13	348,35	20,57
Suma de reacciones <	9,64	947,95	0,00	18431,43	192,00	21074,39
Suma de esfuerzos	9,64	947,95	0,0	18431,67	192,00	21075,07
Verificación	19,28	1895,90	0,00	36863,11	384,01	42149,46
Precisión:	2,98589e-001	7,95687e-008				

A manera de revisión se comprobarán los cortantes basales ajustando el coeficiente de modificación de respuesta:

$$R_{diseño} = \left( \frac{V_{Din}}{0,85V_{est}} \right) R$$

**Ecu. 5.75**

Tenemos entonces los siguientes valores:

- Sismo en X

$$R_{diseño} = \left( \frac{1064,84}{0,85 \times 1452,54} \right)^7 = 6,0372$$

**Ecu. 5.76**

- Sismo en Y

$$R_{diseño} = \left( \frac{700,90}{0,85 \times 1115,87} \right)^7 = 5,1728$$

**Ecu. 5.77**

**Gráfico 5-80. Corrección sismo en X (corrigiendo R)**

Parámetros IBC 2012

Caso: Sismo X

☐ Caso auxiliar

Suelo

☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E ☐ F

S1 0,82 Fv 1,3 SD1 0,710667

Ss 2,04 Fa 1 SDS 1,36

TL 4

R 6,0372

Ie 1,25

Cd 5,5

Definición de excentricidad

Cortante básico

Definición de la dirección

Filtros

Aceptar Cancelar Ayuda

**Gráfico 5-81. Corrección sismo en Y (corrigiendo R)**

Parámetros IBC 2012

Caso: Sismo Y

☐ Caso auxiliar

Suelo

☐ A ☐ B ☒ C ☐ D ☐ E ☐ F

S1 0,82 Fv 1,3 SD1 0,710667

Ss 2,04 Fa 1 SDS 1,36

TL 4

R 5,1728

Ie 1,25

Cd 5,5

Definición de excentricidad

Cortante básico

Definición de la dirección

Filtros

Aceptar Cancelar Ayuda

**Gráfico 5-82. Cortante basal corregido sismo en X (modificando R)**

Caso	5 - Sismo X					
Modo CQC						
Suma final	1233,58	253,18	6058,98	48,23	284,74	6,62
Suma de reacciones <	1229,97	8,24	0,00	190,19	24706,90	13379,37
Suma de esfuerzos	1229,97	8,24	0,0	190,19	24706,99	13379,37
Verificación	2459,94	16,47	0,00	380,38	49413,89	26758,74
Precisión:	2,19935e-001	5,86087e-008				

**Gráfico 5-83. Cortante basal corregido sismo en Y (modificando R)**

Caso	6 - Sismo Y					
Modo CQC						
Suma final	953,11	1216,72	12180,49	659,04	347,25	20,50
Suma de reacciones <	9,61	944,95	0,00	18373,11	191,39	21007,69
Suma de esfuerzos	9,61	944,95	0,0	18373,35	191,40	21008,38
Verificación	19,22	1889,90	0,00	36746,45	382,79	42016,07
Precisión:	2,19950e-001	5,86129e-008				

Como se puede observar se llegan a obtener los resultados deseados con este método también.

Luego de realizar estas modificaciones se debe revisar nuevamente a los elementos de la estructura para ver si cumplen con los criterios anteriormente revisados.

- Número de modos requeridos

**Gráfico 5-84. Verificación número de modos requeridos edificio**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)
4/ 1	1,47	0,68	0,00	51,18	0,0	0,00	51,18	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 2	1,92	0,52	0,01	71,49	0,0	0,01	20,31	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 3	2,91	0,34	72,03	71,49	0,0	72,02	0,00	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 4	5,11	0,20	72,03	75,20	0,0	0,00	3,72	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 5	6,76	0,15	72,03	75,21	0,0	0,00	0,01	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 6	8,12	0,12	72,03	88,79	0,0	0,00	13,58	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 7	10,33	0,10	72,03	88,84	0,0	0,00	0,04	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 8	10,65	0,09	90,00	88,84	0,0	17,96	0,00	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 9	12,07	0,08	90,00	88,86	0,0	0,01	0,02	0,0	5922295,71	5922295,71
4/ 10	15,67	0,06	90,00	93,23	0,0	0,00	4,37	0,0	5922295,71	5922295,71

**Gráfico 5-85. Verificación número de modos requeridos volado**

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. UZ (%)	Total masas UX (kg)	Total masas UY (kg)	Total masas UZ (kg)
4/ 369	33,47	0,03	0,0	97,65	92,76	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 370	33,66	0,03	0,0	97,65	92,84	0,0	0,00	0,09	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 371	33,76	0,03	0,0	97,65	92,84	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 372	33,77	0,03	0,0	97,65	92,85	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 373	33,80	0,03	0,0	97,65	92,85	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 374	34,18	0,03	0,0	97,65	92,86	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 375	34,23	0,03	0,0	97,70	92,86	0,0	0,05	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 376	34,25	0,03	0,0	97,70	92,86	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 377	34,27	0,03	0,0	97,83	92,86	0,0	0,14	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 378	34,39	0,03	0,0	97,83	92,87	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 379	34,48	0,03	0,0	97,83	92,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 380	34,53	0,03	0,0	97,83	92,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 381	34,60	0,03	0,0	97,83	92,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 382	34,68	0,03	0,0	97,83	92,87	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 383	34,70	0,03	0,0	97,83	92,88	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 384	34,78	0,03	0,0	97,83	92,88	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 385	34,83	0,03	0,0	97,83	92,89	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 386	34,90	0,03	0,0	97,83	92,90	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 387	34,94	0,03	0,0	97,83	92,90	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 388	34,97	0,03	0,0	97,83	92,90	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 389	35,06	0,03	0,0	97,83	92,90	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 390	35,08	0,03	0,0	97,83	92,91	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 391	35,19	0,03	0,0	97,83	92,91	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 392	35,20	0,03	0,0	97,83	92,92	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 393	35,25	0,03	0,0	97,83	92,92	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 394	35,30	0,03	0,0	97,83	92,95	0,0	0,00	0,03	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 395	35,33	0,03	0,0	97,83	92,95	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 396	35,34	0,03	0,0	97,83	92,95	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 397	35,40	0,03	0,0	97,83	92,95	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 398	35,47	0,03	0,0	97,83	92,97	0,0	0,00	0,01	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 399	35,47	0,03	0,0	97,83	92,97	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33
4/ 400	35,53	0,03	0,0	97,83	92,97	0,0	0,00	0,00	0,0	5921736,33	5921736,33

#### - Resistencia/Estabilidad

R=3

- Columnas: Cajón 30x30x5 (0,94)

**Gráfico 5-86. Verificación columnas**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 230 232 233 235 252 254 259A349CA18 261A351CA18 274A3...							
Resultados		Mensajes					
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso	
254 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.94	56 56	
259 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.84	56 56	
261 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.79	58 58	
252 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.77	58 58	
292 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.74	56 56	
297 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	56 56	
295 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	58 58	
277 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.67	58 58	

Nota de cálc. Cerrar

Ayuda

Solicitud

Análisis Mapa

Puntos de cálculo

división: n = 3

extremos: ninguno

adicionales: ninguno

- Diagonales: Cajón 30x30x6 (0,85)

**Gráfico 5-87. Verificación diagonales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 329 332 370 371 406 407 434 435 486 487 500 50...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
43 Barra SCBF L	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.85	58 58
39 Barra SCBF L	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.78	58 58
42 Barra SCBF L	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.76	58 58
38 Barra SCBF L	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	58 58
329 Barra SCBF	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.72	58 58
371 Barra SCBF	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.69	58 58
370 Barra SCBF	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.63	58 58
332 Barra SCBF	OK Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.62	58 58

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos : ninguno  
adicionales : ninguno

- Vigas longitudinales principales: Viga I (Viga P Volado)  $b=50$   $h_w=80$   $t_w=6$   $t_f=9$  (0,69)

**Gráfico 5-88. Verificación vigas longitudinales principales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 526 528A546 567A586

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
567 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.69	56 56
579 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.62	56 56
580 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.49	56 56
568 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.48	56 56
582 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.30	56 56
570 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.29	56 56
569 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.26	56 56
581 Viga SCBF L	OK Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.26	56 56

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos : ninguno  
adicionales : ninguno

- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20 (0,18)

**Gráfico 5-89. Verificación vigas longitudinales secundarias**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 587A674

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
587 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.18	8 8
588 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.11	58 58
589 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.09	58 58
590 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.09	56 56
591 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.08	56 56
592 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.06	56 56
593 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.06	56 56
594 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.05	58 58

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud  
Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos : ninguno  
adicionales : ninguno

- Vigas transversales: W 12x152 (0,83)

**Gráfico 5-90. Verificación vigas transversales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 226A229 236A251 255A258 262A273 280A291 298A309 316A...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
273 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.83	56 56
298 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.81	56 56
270 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.80	56 56
301 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.79	56 56
334 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.73	56 56
337 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.71	56 56
283 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.67	56 56
319 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.67	56 56

Nota de cál. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

R=7

- Vigas principales: W 12x96 (0,5)

**Gráfico 5-91. Verificación vigas principales W 12x96**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 9A13 15A102CA29 25A28 30A33 46A49 35 36 40 41 54A65 71...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
885 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
886 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
482	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
890 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
889 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
480	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
189	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.45	48 48
44	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.44	48 48
888 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.43	56 56

Nota de cál. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas secundarias Viga I (Viga S Edificio) b=6 hw=6 tw=0,8 tf=0,5 (0,71)

**Gráfico 5-92. Verificación vigas secundarias**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 904A1074 1076A1078 1080A1082 1084A1086 1088A1159

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1082	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.71	56 56
1078	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.70	56 56
1086	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.66	56 56
1074	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.66	56 56
1055	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.47	56 56
1043	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.46	56 56
1071	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.39	56 56
1092	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.38	56 56
1051	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.38	56 56

Nota de cál. Cerrar Ayuda

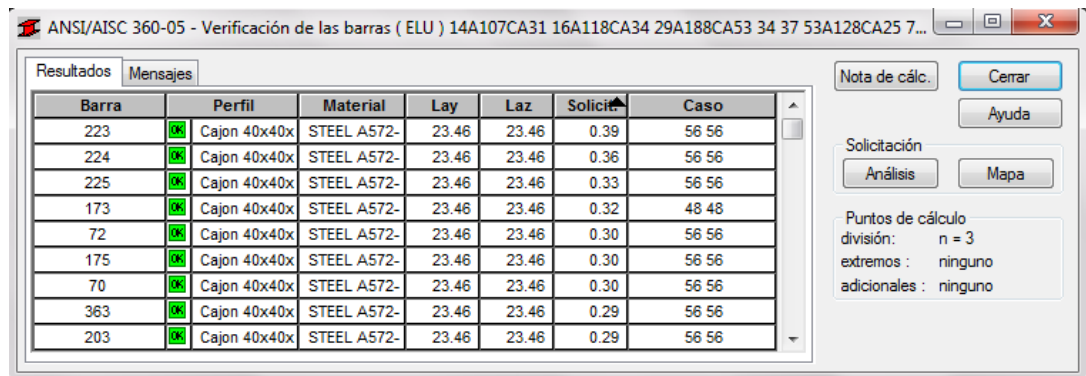
Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno



- Columnas: Cajón 40x40x2,5 (0,39)

**Gráfico 5-93. Verificación columnas**



Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicitud	Caso
223	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.39	56 56
224	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.36	56 56
225	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.33	56 56
173	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.32	48 48
72	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
175	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
70	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
363	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.29	56 56
203	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.29	56 56

- Derivas/Deflexión del volado

- Cálculo de derivas sentido X

**Gráfico 5-94. Cálculo de derivas sentido X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max(cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
1	0	3,6	0	0	0	0	0	0	0,244	5,4	SI
2	3,6	3,6	0,244	0,2244	0,244	0,2244	0,244	0,2244	0,4666	5,4	SI
3	7,2	3,6	0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,5913	5,4	SI
4	10,8	4	1,2606	1,247	1,2606	1,247	1,2606	1,247	0,7516	6	SI
5	14,8	4	1,9986	1,9904	1,9986	1,9903	1,9986	1,9903	0,7953	6	SI
6	18,8	3,6	2,7856	2,782	2,7855	2,7818	2,7856	2,7818	0,7176	5,4	SI
7	22,4	3,6	3,4988	3,4994	3,4986	3,4992	3,4994	3,4986	0,7106	5,4	SI
8	26	3,6	4,2088	4,2092	4,2085	4,209	4,2092	4,2085	0,6774	5,4	SI
	29,6		4,8681	4,8859	4,8679	4,8857	4,8859	4,8679			

- Cálculo de derivas sentido Y

**Gráfico 5-95. Cálculo de derivas sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max (cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1	3,6	3,6							0,5817	5,4	SI
2	7,2	3,6	0,3363	0,5817	0,3363	0,5817	0,5817	0,3363	1,4217	5,4	SI
3	10,8	3,6	1,0814	1,758	1,0814	1,758	1,758	1,0814	2,2391	5,4	SI
4	14,8	4	2,1198	3,3205	2,1197	3,3205	3,3205	2,1197	3,1352	6	SI
5	18,8	4	3,4964	5,2549	3,4964	5,2548	5,2549	3,4964	3,7798	6	SI
6	22,4	3,6	5,0045	7,2762	5,0045	7,276	7,2762	5,0045	4,1166	5,4	SI
7	26	3,6	6,4059	9,1211	6,4059	9,1206	9,1211	6,4059	4,5559	5,4	SI
8	29,6	3,6	7,8081	10,9618	7,8081	10,9617	10,9618	7,8081	4,9682	5,4	SI

**Gráfico 5-96. Cálculo de derivas (volado) sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO	$\Delta x$	$\Delta a$	$\Delta x \leq \Delta a$
	10,8				
4	14,8	4	3,8614	6	SI
5	18,8	4	3,5287	6	SI

A nivel de servicio tenemos las siguientes deflexiones en las 4 esquinas del volado:

- B-13 +10,80 m

**Gráfico 5-97. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +10,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta v$ (cm)	$\delta \leq \delta v$ adm
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,5876	9,2944	SI
	Carga Muerta	1,9843		
	Carga viva	1,7225		

- F-13 +10,80 m

**Gráfico 5-98. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +10,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta_v$ (cm)	$\delta \leq \delta_v$ adm
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,5797	9,2803	SI
	Carga Muerta	1,981		
	Carga viva	1,7196		

- B-13 +18,80 m

**Gráfico 5-99. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (B-13 +18,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta_v$ (cm)	$\delta \leq \delta_v$ adm
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,605	9,324	SI
	Carga Muerta	1,9894		
	Carga viva	1,7296		

- F-13 +18,80 m

**Gráfico 5-100. Chequeo de deflexión vertical en el voladizo (F-13 +18,80 m)**

			DEFLEXIÓN TOTAL $\delta_v$ (cm)	$\delta \leq \delta_v$ adm
Deflexión (cm)	Peso Propio	5,5972	9,3074	SI
	Carga Muerta	1,9861		
	Carga viva	1,7241		

#### 5.10.5. Irregularidades de la estructura

Luego de las verificaciones pertinentes es necesario revisar las irregularidades estructurales que posee el edificio, para poder cumplir con las disposiciones del

ASCE 7, pero cabe recalcar que dichas disposiciones serán las establecidas para el análisis de respuesta modal.

Las estructuras pueden ser regulares o irregulares, en sentido vertical o en sentido horizontal. Para analizar los distintos casos de irregularidades se presentan las siguientes tablas:

- Irregularidades estructurales horizontales

**Gráfico 5-101. Irregularidades estructurales horizontales**

**Table 12.3-1 Horizontal Structural Irregularities**

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	E and F D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one having a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 82 .

### 1.a.) Irregularidad torsional

Si la deriva calculada en cualquiera de los dos extremos de la estructura en el sentido analizado es mayor que 1,2 veces el promedio de estas dos derivas se considera que existe irregularidad torsional.

- Dirección X

**Gráfico 5-102. Chequeo de irregularidad torsional 1.a. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	$\delta x$ (cm)				$\Delta x$ "1-A" (cm)	$\Delta x$ "5-A" (cm)	$\Delta x$ "1-G" (cm)	$\Delta x$ "5-G" (cm)	(1,2)x( $\Delta x$ prom) "1" (cm)	Irregularidad 1.a.	(1,2)x( $\Delta x$ prom) "5" (cm)	Irregularidad 1.a.
		1-A	5-A	1-G	5-G								
1	0	0	0	0	0	0,244	0,224	0,244	0,224	0,293	NO	0,269	NO
	3,6	0,244	0,2244	0,244	0,2244								
2						0,447	0,445	0,447	0,445	0,536	NO	0,534	NO
	7,2	0,691	0,6693	0,691	0,6693								
3						0,570	0,578	0,570	0,578	0,684	NO	0,693	NO
	10,8	1,2606	1,247	1,2606	1,247								
4						0,738	0,743	0,738	0,743	0,886	NO	0,892	NO
	14,8	1,9986	1,9904	1,9986	1,9903								
5						0,787	0,792	0,787	0,792	0,944	NO	0,950	NO
	18,8	2,7856	2,782	2,7855	2,7818								
6						0,713	0,717	0,713	0,717	0,856	NO	0,861	NO
	22,4	3,4988	3,4994	3,4986	3,4992								
7						0,710	0,710	0,710	0,710	0,852	NO	0,852	NO
	26	4,2088	4,2092	4,2085	4,209								
8						0,659	0,677	0,659	0,677	0,791	NO	0,812	NO
	29,6	4,8681	4,8859	4,8679	4,8857								

- Dirección Y

**Gráfico 5-103. Chequeo de irregularidad torsional 1.a. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	$\delta x$ (cm)				$\Delta x$ "1-A" (cm)	$\Delta x$ "5-A" (cm)	$\Delta x$ "1-G" (cm)	$\Delta x$ "5-G" (cm)	(1,2)x( $\Delta x$ prom) "A" (cm)	Irregularidad 1.a.	(1,2)x( $\Delta x$ prom) "G" (cm)	Irregularidad 1.a.
		1-A	5-A	1-G	5-G								
1	0	0	0	0	0	0,336	0,582	0,336	0,582	0,551	NO	0,551	SI
	3,6	0,3363	0,5817	0,3363	0,5817								
2						0,745	1,176	0,745	1,176	1,153	NO	1,153	SI
	7,2	1,0814	1,758	1,0814	1,758								
3						1,038	1,563	1,038	1,563	1,561	NO	1,560	SI
	10,8	2,1198	3,3205	2,1197	3,3205								
4						1,377	1,934	1,377	1,934	1,987	NO	1,987	NO
	14,8	3,4964	5,2549	3,4964	5,2548								
5						1,508	2,021	1,508	2,021	2,118	NO	2,118	NO
	18,8	5,0045	7,2762	5,0045	7,276								
6						1,401	1,845	1,401	1,845	1,948	NO	1,948	NO
	22,4	6,4059	9,1211	6,4059	9,1206								
7						1,402	1,841	1,402	1,841	1,946	NO	1,946	NO
	26	7,8081	10,962	7,8081	10,962								
8						1,384	1,815	1,384	1,815	1,919	NO	1,919	NO
	29,6	9,192	12,776	9,1921	12,776								

### 1.b.) Irregularidad torsional extrema

Si la deriva calculada en cualquiera de los dos extremos de la estructura en el sentido analizado es mayor que 1,4 veces el promedio de estas dos derivas se considera que existe irregularidad torsional extrema.

- Dirección X

**Gráfico 5-104. Chequeo de irregularidad torsional extrema 1.b. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	$\delta x$ (cm)				$\Delta x$ "1-A" (cm)	$\Delta x$ "5-A" (cm)	$\Delta x$ "1-G" (cm)	$\Delta x$ "5-G" (cm)	(1,4)x( $\Delta x$ prom) "1" (cm)	Irregularidad 1.b.	(1,4)x( $\Delta x$ prom) "5" (cm)	Irregularidad 1.b.
		1-A	5-A	1-G	5-G								
	0	0	0	0	0								
1	3,6	0,244	0,2244	0,244	0,2244	0,244	0,224	0,244	0,224	0,342	NO	0,314	NO
2	7,2	0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,447	0,445	0,447	0,445	0,626	NO	0,623	NO
3	10,8	1,2606	1,247	1,2606	1,247	0,570	0,578	0,570	0,578	0,797	NO	0,809	NO
4	14,8	1,9986	1,9904	1,9986	1,9903	0,738	0,743	0,738	0,743	1,033	NO	1,041	NO
5	18,8	2,7856	2,782	2,7855	2,7818	0,787	0,792	0,787	0,792	1,102	NO	1,108	NO
6	22,4	3,4988	3,4994	3,4986	3,4992	0,713	0,717	0,713	0,717	0,998	NO	1,004	NO
7	26	4,2088	4,2092	4,2085	4,209	0,710	0,710	0,710	0,710	0,994	NO	0,994	NO
8	29,6	4,8681	4,8859	4,8679	4,8857	0,659	0,677	0,659	0,677	0,923	NO	0,947	NO

- Dirección Y

**Gráfico 5-105. Chequeo de irregularidad torsional extrema 1.b. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	$\delta x$ (cm)				$\Delta x$ "1-A" (cm)	$\Delta x$ "5-A" (cm)	$\Delta x$ "1-G" (cm)	$\Delta x$ "5-G" (cm)	(1,4)x( $\Delta x$ prom) "A" (cm)	Irregularidad 1.b.	(1,4)x( $\Delta x$ prom) "G" (cm)	Irregularidad 1.b.
		1-A	5-A	1-G	5-G								
	0	0	0	0	0								
1	3,6	0,3363	0,5817	0,3363	0,5817	0,336	0,582	0,336	0,582	0,643	NO	0,643	NO
2	7,2	1,0814	1,758	1,0814	1,758	0,745	1,176	0,745	1,176	1,345	NO	1,345	NO
3	10,8	2,1198	3,3205	2,1197	3,3205	1,038	1,563	1,038	1,563	1,821	NO	1,821	NO
4	14,8	3,4964	5,2549	3,4964	5,2548	1,377	1,934	1,377	1,934	2,318	NO	2,318	NO
5	18,8	5,0045	7,2762	5,0045	7,276	1,508	2,021	1,508	2,021	2,471	NO	2,471	NO
6	22,4	6,4059	9,1211	6,4059	9,1206	1,401	1,845	1,401	1,845	2,272	NO	2,272	NO
7	26	7,8081	10,962	7,8081	10,962	1,402	1,841	1,402	1,841	2,270	NO	2,270	NO
8	29,6	9,192	12,776	9,1921	12,776	1,384	1,815	1,384	1,815	2,239	NO	2,239	NO

Al tener irregularidad torsional (1.a.), se especifica que en el diseño de las conexiones de los diafragmas a elementos verticales, y en el diseño de colectores y sus conexiones se deberá incrementar las fuerzas de diseño en un 25% (estas fuerzas se incrementarán en el diseño final del edificio como se muestra posteriormente).

## 2.) Esquina faltante

Si la longitud del espacio faltante en la dirección analizada es mayor que el 15% del total de la longitud del piso en esa dirección se considera que se tiene este tipo de irregularidad, el volado es considerado como un elemento acoplado y por lo tanto no interviene para la determinación de esta irregularidad se considera entonces que la estructura principal del edificio es regular.

## 3.) Discontinuidad en el diafragma

Cuando el área o la rigidez del diafragma horizontal varían en más del 50% existe esta irregularidad, en este caso como estamos considerando al volado como un elemento ajeno al edificio no se considera que exista esta irregularidad.

## 4.) Desalineamiento fuera del plano

No existe discontinuidad en el esquema que resiste la carga lateral, ya que los muros no cambian su configuración en toda su altura.

## 5.) Sistemas no paralelos

Los sistemas se encuentran ubicados siguiendo únicamente los ejes ortogonales por lo que no se considera que exista esta irregularidad.

## - Irregularidades estructurales verticales

**Gráfico 5-106. Irregularidades estructurales verticales**

**Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities**

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting elements irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on a supporting beam, column, truss, or slab.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Fuente: American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010, Capítulo 12 página 83 .

### 1.a.) Irregularidad por rigidez, piso blando

Al analizar la rigidez de cada uno de los pisos en la estructura, si la rigidez del piso analizado es menor que el 70% de la rigidez del piso superior, o si esta es menor que el 80% del promedio de los 3 pisos superiores a este, se considera que existe una irregularidad por rigidez. Debido a la complejidad que puede representar encontrar la



rigidez lateral de cada uno de los pisos, como alternativa el IBC propone el siguiente método de evaluación:<sup>24</sup>

En vez de rigideces se podrán usar los índices de “deriva – altura de entrepiso” para realizar los respectivos chequeos, quedando las condiciones para el primer piso (el resto se calcula de la misma forma) de la siguiente manera:

Cuando el 70% de  $\frac{\delta_{1e}-0}{h_1}$  excede a  $\frac{\delta_{2e}-\delta_{1e}}{h_2}$  o cuando,

El 80 % de  $\frac{\delta_{1e}-0}{h_1}$  excede a  $\frac{1}{3} \left[ \frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} + \frac{(\delta_{3e}-\delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e}-\delta_{3e})}{h_4} \right]$ , se considera que existe un piso blando y existe irregularidad por rigidez, en el caso del edificio se muestra el siguiente análisis para cada uno de los pisos haciendo uso de las derivas previamente calculadas:

- Dirección X

Primera comprobación

---

<sup>24</sup> International Building Code IBC-2006 Structural/Seismic Design Manual Vol.1 Estados Unidos, 2006, página 42.

**Gráfico 5-107. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrepiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	70% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Irregularidad 1.a
	0					
1		360	0,244	0,000474	0,000678	
	3,6					
2		360	0,4666	0,000907	0,001296	NO
	7,2					
3		360	0,5913	0,00115	0,001643	NO
	10,8					
4		400	0,7516	0,001315	0,001879	NO
	14,8					
5		400	0,7953	0,001392	0,001988	NO
	18,8					
6		360	0,7176	0,001395	0,001993	NO
	22,4					
7		360	0,7106	0,001382	0,001974	NO
	26					
8		360	0,6774	0,001317	0,001882	NO
	29,6					

Segunda comprobación

**Gráfico 5-108. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrepiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	80% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Prom. 3 pisos	Irregularidad 1.b
	0						
1		360	0,244	0,000542	0,000678		
	3,6						
2		360	0,4666	0,001037	0,001296	0,001606	NO
	7,2						
3		360	0,5913	0,001314	0,001643	0,001837	NO
	10,8						
4		400	0,7516	0,001503	0,001879	0,001954	NO
	14,8						
5		400	0,7953	0,001591	0,001988	0,001985	NO
	18,8						
6		360	0,7176	0,001595	0,001993	0,00195	NO
	22,4						
7		360	0,7106	0,001579	0,001974		
	26						
8		360	0,6774	0,001317	0,001882		
	29,6						

- Dirección Y

Primera comprobación

**Gráfico 5-109. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrespiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	70% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Irregularidad 1.a
	0					
1	3,6	360	0,5817	0,001131	0,001616	
2	7,2	360	1,4217	0,002764	0,003949	NO
3	10,8	360	2,2391	0,004354	0,00622	NO
4	14,8	400	3,1352	0,005487	0,007838	NO
5	18,8	400	3,7798	0,006615	0,00945	NO
6	22,4	360	4,1166	0,008005	0,011435	NO
7	26	360	4,5559	0,008859	0,012655	NO
8	29,6	360	4,9682	0,00966	0,013801	NO

Segunda comprobación

**Gráfico 5-110. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.a. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrespiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	80% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Prom. 3 pisos	Irregularidad 1.b
	0						
1	3,6	360	0,5817	0,001293	0,001616		
2	7,2	360	1,4217	0,003159	0,003949	0,006002	NO
3	10,8	360	2,2391	0,004976	0,00622	0,007836	NO
4	14,8	400	3,1352	0,00627	0,007838	0,009574	NO
5	18,8	400	3,7798	0,00756	0,00945	0,01118	NO
6	22,4	360	4,1166	0,009148	0,011435	0,01263	NO
7	26	360	4,5559	0,010124	0,012655		
8	29,6	360	4,9682	0,00966	0,013801		

### 1.b.) Irregularidad por rigidez extrema, piso blando

De igual forma como para la determinación de la irregularidad por rigidez, para la irregularidad por rigidez extrema se usa el mismo procedimiento, la diferencia aquí serán los porcentajes usados para las comparaciones como se muestra a continuación:

Cuando el 60% de  $\frac{\delta_{1e}-0}{h_1}$  excede a  $\frac{\delta_{2e}-\delta_{1e}}{h_2}$  o cuando,

El 70 % de  $\frac{\delta_{1e}-0}{h_1}$  excede a  $\frac{1}{3} \left[ \frac{(\delta_{2e}-\delta_{1e})}{h_2} + \frac{(\delta_{3e}-\delta_{2e})}{h_3} + \frac{(\delta_{4e}-\delta_{3e})}{h_4} \right]$ , se considera que existe un piso blando y existe irregularidad por rigidez extrema.

- Dirección X

Primera comprobación

**Gráfico 5-111. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrepiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	60% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Irregularidad 1.a
	0					
1		360	0,244	0,000407	0,000678	
	3,6					
2		360	0,4666	0,000778	0,001296	NO
	7,2					
3		360	0,5913	0,000986	0,001643	NO
	10,8					
4		400	0,7516	0,001127	0,001879	NO
	14,8					
5		400	0,7953	0,001193	0,001988	NO
	18,8					
6		360	0,7176	0,001196	0,001993	NO
	22,4					
7		360	0,7106	0,001184	0,001974	NO
	26					
8		360	0,6774	0,001129	0,001882	NO
	29,6					

Segunda comprobación

**Gráfico 5-112. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrepiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	70% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Prom. 3 pisos	Irregularidad 1.b
	0						
1		360	0,244	0,000474	0,000678		
	3,6						
2		360	0,4666	0,000907	0,001296	0,001606	NO
	7,2						
3		360	0,5913	0,00115	0,001643	0,001837	NO
	10,8						
4		400	0,7516	0,001315	0,001879	0,001954	NO
	14,8						
5		400	0,7953	0,001392	0,001988	0,001985	NO
	18,8						
6		360	0,7176	0,001395	0,001993	0,00195	NO
	22,4						
7		360	0,7106	0,001382	0,001974		
	26						
8		360	0,6774	0,001317	0,001882		
	29,6						

- Dirección Y

Primera comprobación

**Gráfico 5-113. Chequeo 1 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrepiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	60% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Irregularidad 1.a
	0					
1		360	0,5817	0,00097	0,001616	
	3,6					
2		360	1,4217	0,00237	0,003949	NO
	7,2					
3		360	2,2391	0,003732	0,00622	NO
	10,8					
4		400	3,1352	0,004703	0,007838	NO
	14,8					
5		400	3,7798	0,00567	0,00945	NO
	18,8					
6		360	4,1166	0,006861	0,011435	NO
	22,4					
7		360	4,5559	0,007593	0,012655	NO
	26					
8		360	4,9682	0,00828	0,013801	NO
	29,6					

## Segunda comprobación

**Gráfico 5-114. Chequeo 2 de irregularidad por rigidez 1.b. dirección Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	Altura de entrespiso $h_x$ (cm)	$\Delta x$ (cm)	70% $(\Delta x/h_x)$	$(\Delta x/h_x)$	Prom. 3 pisos	Irregularidad 1.b
	0						
1		360	0,5817	0,001131	0,001616		
	3,6						
2		360	1,4217	0,002764	0,003949	0,006002	NO
	7,2						
3		360	2,2391	0,004354	0,00622	0,007836	NO
	10,8						
4		400	3,1352	0,005487	0,007838	0,009574	NO
	14,8						
5		400	3,7798	0,006615	0,00945	0,01118	NO
	18,8						
6		360	4,1166	0,008005	0,011435	0,01263	NO
	22,4						
7		360	4,5559	0,008859	0,012655		
	26						
8		360	4,9682	0,00966	0,013801		
	29,6						

En el caso del edificio analizado no se incurre en ninguna irregularidad por rigidez.

## 2.) Irregularidad de peso (masa)

Para la determinación de esta irregularidad se usará la tabla que se obtiene en las propiedades de los pisos en el programa:

**Gráfico 5-115. Masa de cada piso**

Nombre	Masa (kg)
Planta 1	585963,00
Planta 2	585963,00
Planta 3	986018,51
Planta 4	978140,46
Planta 5	1055842,62
Planta 6	585963,00
Planta 7	585963,00
Planta 8	585963,00

Si la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de su piso superior o de su piso inferior se tiene irregularidad de masa.

**Gráfico 5-116. Chequeo de irregularidad por masa**

Planta	masa (kg)	150% de la masa del piso inferior	150% de la masa del piso superior	Irregularidad de masa
1	585963	0	878944,5	NO
2	585963	878944,5	1479027,765	NO
3	986018,51	878944,5	1467210,69	SI
4	978140,46	1479027,765	1583763,93	NO
5	1055842,62	1467210,69	878944,5	SI
6	585963	1583763,93	878944,5	NO
7	585963	878944,5	878944,5	NO
8	585963	878944,5	0	NO

### 3.) Irregularidad vertical por geometría

No existe este tipo de irregularidad en el edificio considerando al volado como un elemento acoplado al sistema principal que si es regular.

### 4.) Irregularidad por discontinuidad en el plano del sistema resistente

No existe este tipo de irregularidad ya que los muros de corte mantienen su geometría en toda la altura del edificio.

### 5.a.) Discontinuidad por resistencia, piso débil y 5.b.) Discontinuidad por resistencia extrema, piso débil

Para la determinación de este tipo de irregularidad se debe verificar el diseño final de los elementos en cada piso, en este caso se está trabajando con las mismas secciones de los elementos estructurales en todos los pisos por lo que no debería existir este tipo de irregularidad.

### 5.10.6. Efectos P-delta

En el ASCE 7 se especifica que se debe realizar el siguiente chequeo para considerar si se los debe usar o no:

En primer lugar se debe calcular el coeficiente de estabilidad, el chequeo se hará en la planta baja del edificio en ambos sentidos, con los valores obtenidos tendremos una idea del orden en el que se encontrarán los valores de los coeficientes en el resto de pisos, el coeficiente mencionado viene dado por la siguiente fórmula:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

**Ecu. 5.78**

En donde:

$P_x$  es la carga vertical de servicio en y sobre el nivel x.

$\Delta$  es la deriva de diseño en el entrepiso considerado.

$I_e$  es el factor de importancia.

$V_x$  es la fuerza de corte sísmica actuando entre los Niveles x y x-1.

$h_{sx}$  es la altura del entrepiso considerado.

$C_d$  es el factor de amplificación de deflexiones.

El valor calculado debe ser comparado con el máximo establecido por la siguiente fórmula:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

**Ecu. 5.79**



Donde  $\beta$  puede ser tomado como 1 conservadoramente.

- Si  $\theta \leq 0,10$  no hay afectación por efectos P-delta.
- Si  $0,10 < \theta \leq \theta_{max}$  se deben considerar los efectos P-delta.
- Si  $\theta > \theta_{max}$  la estructura se considera inestable y deberá ser modificada.

Como ya se mencionó este cálculo se realizará en el primer piso:

- Para  $P_x$  tenemos el siguiente valor de cargas de servicio que se encuentran encima de este piso:

Peso Propio (T)	4604,28
Carga Muerta (T)	1345,54
Carga Viva (T)	1168
$P_x$ (T)	7117,82

- Los valores de las derivas en sentido X y en sentido Y calculados anteriormente son los siguientes:

Sentido X:  $\Delta = 0,244$  cm

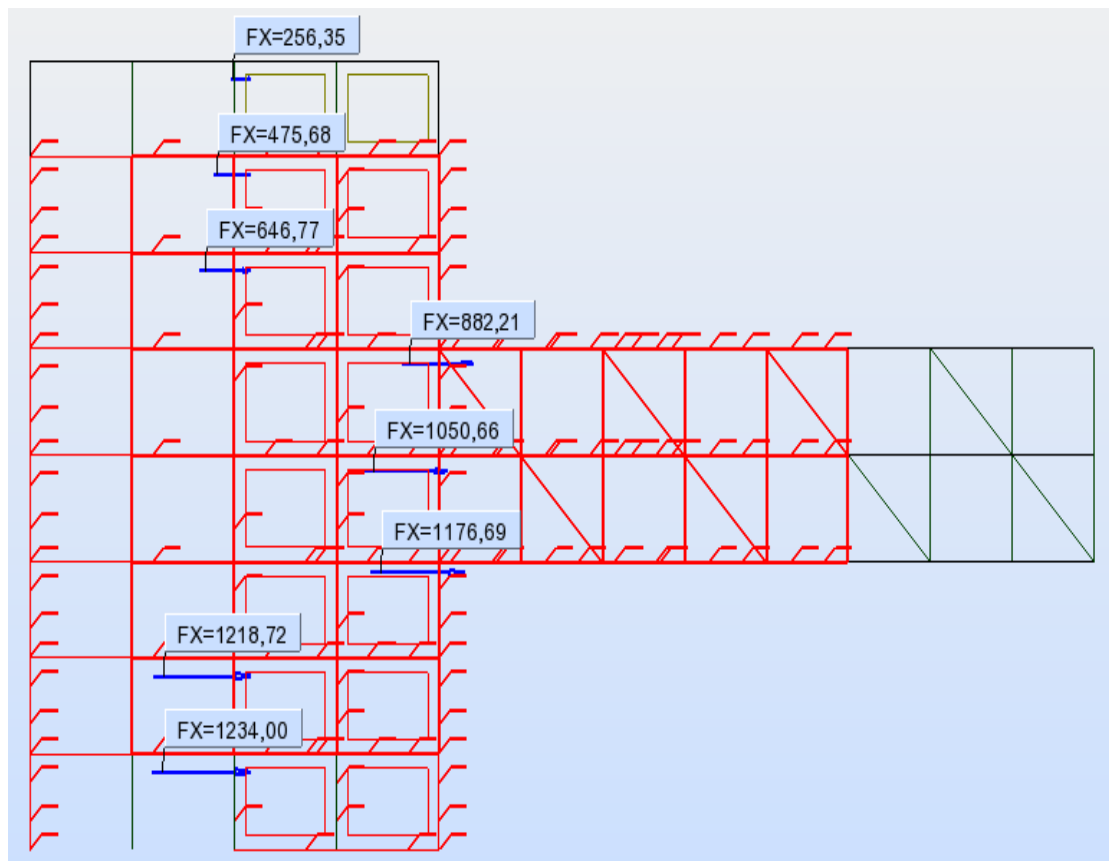
Sentido Y:  $\Delta = 0,5817$  cm

- $I_e$  tiene un valor de 1,25.

- Para  $V_x$  se usarán los resultados que se muestran en el programa usando la opción resultados-diagramas para edificios (se deben definir las plantas del edificio previamente), en donde se detalla la distribución de la fuerza sísmica en cada piso.

- Sentido X

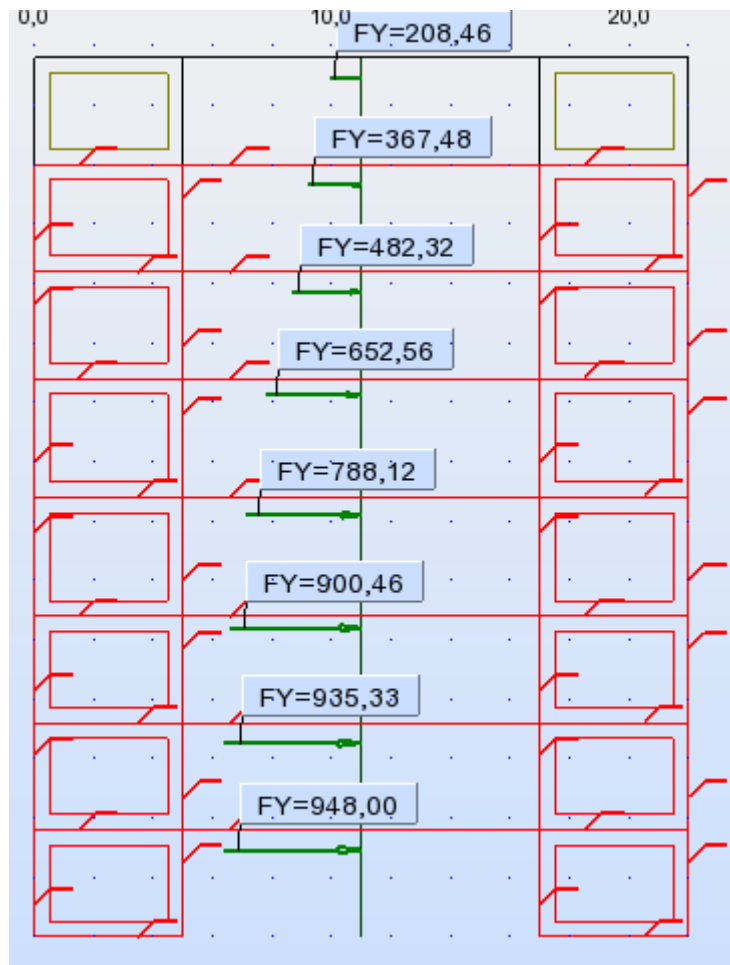
**Gráfico 5-117. Diagrama de fuerzas de corte sísmico de la estructura en sentido X**



$$V_x = 1234 \text{ T}$$

- Sentido Y

**Gráfico 5-118. Diagrama de fuerzas de corte sísmico de la estructura en sentido Y**



$$V_x = 948 \text{ T}$$

-  $h_{sx}$  tiene un valor de 360 cm.

-  $C_d$  tiene un valor de 5,5.

Con estos valores se calcula  $\theta$  para los dos sentidos, se tiene entonces los siguientes resultados:

- Sentido X

$$\theta = \frac{7117,82 \text{ T} \times 0,244 \text{ cm} \times 1,25}{1234 \text{ T} \times 360 \text{ cm} \times 5,5} = 0,001$$

**Ecu. 5.80**

- Sentido Y

$$\theta = \frac{7117,82 \text{ T} \times 0,5817 \text{ cm} \times 1,25}{948 \text{ T} \times 360 \text{ cm} \times 5,5} = 0,003$$

**Ecu. 5.81**

$$\theta_{\max} = 0,091$$

**Ecu. 5.82**

Como se puede observar el valor de  $\theta$  obtenido en las dos direcciones es mucho menor que 0,10 (100 veces menos), en el resto de pisos se obtendrán valores del mismo orden, se concluye que no se requiere del uso de estos efectos (este resultado era esperado debido a la presencia de los grandes muros de corte).

#### **5.10.7. Excentricidades accidentales**

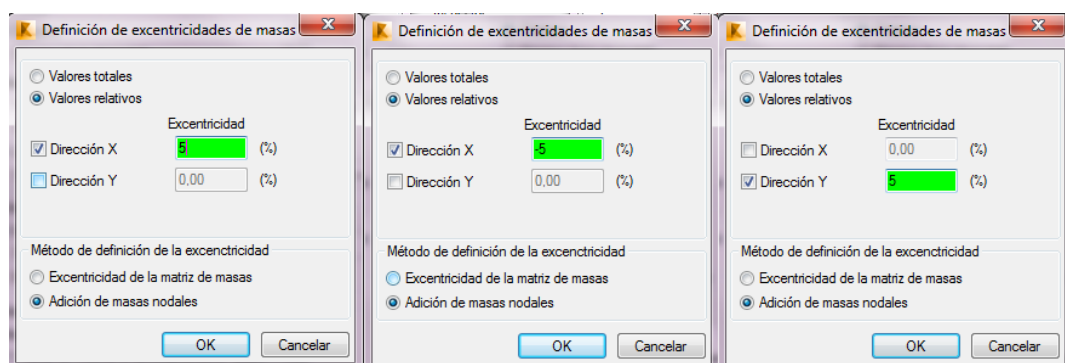
Otro aspecto muy importante a considerar son las excentricidades accidentales que se tienen que tomar en cuenta en el análisis, la normativa exige que se tome en cuenta un valor de excentricidad correspondiente al 5% de la longitud de la estructura en el sentido de análisis, la finalidad de dar estas excentricidades es desplazar el centro de masas en cada sentido (no es necesario hacer uso de las dos excentricidades simultáneamente), con esto se conseguirá dotar a la estructura de una torsión

accidental, con la cual se debe diseñar finalmente a la estructura para el caso más crítico.

En este caso particular del edificio con el volado, se tiene simetría geométrica y estructural con respecto al eje X, normalmente se debe tomar dos excentricidades en X, una positiva y otra negativa, y de igual manera dos excentricidades en Y, pero debido a esta particularidad de la simetría, se puede obviar una de las dos excentricidades en el eje Y, ya que ambas conducirán a los mismos resultados para un posible cambio de sección en los elementos estructurales.

Para no mezclar los resultados nuevamente se debe trabajar con archivos diferentes, para realizar este cambio, en el programa se debe realizar el siguiente procedimiento: En las opciones del análisis modal existe una opción llamada “Definición de excentricidades”, aquí se colocan los valores relativos que serán del 5% como ya se mencionó.

**Gráfico 5-119. Definición de excentricidades accidentales**



Una vez realizado esto, en cada caso se debe analizar a la estructura y ver si se cumplen todas las exigencias para los tres casos en todos sus elementos estructurales,

es decir se trabaja con los casos más críticos, a continuación se realizan las respectivas comprobaciones:

### Excentricidad positiva en el eje X

#### Volado:

- Columnas: Cajón 30x30x5

**Gráfico 5-120. Verificación columnas**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
254 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.95	56 56
259 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.84	56 56
261 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.78	58 58
252 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.77	58 58
292 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.75	56 56
297 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.72	56 56
295 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	58 58

- Diagonales: Cajón 30x30x6

**Gráfico 5-121. Verificación diagonales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
43 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.86	58 58
39 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.79	58 58
42 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.77	58 58
38 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	58 58
329 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.72	58 58
371 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.70	58 58
370 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.64	58 58

- Vigas longitudinales principales: Viga I (Viga P Volado) b=50 hw=80 tw=6 tf=9

**Gráfico 5-122. Verificación vigas longitudinales principales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 526 528A546 567A586

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
567 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.73	56 56
579 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.66	56 56
580 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.50	56 56
568 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.50	56 56
582 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.31	56 56
569 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.31	56 56
581 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.31	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20

**Gráfico 5-123. Verificación vigas longitudinales secundarias**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 587A674

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
667 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.91	56 56
643 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.91	56 56
659 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.89	56 56
595 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.82	8 8
661 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.69	58 58
619 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.62	8 8
660 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.58	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas transversales: W 12x152

**Gráfico 5-124. Verificación vigas transversales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 226A229 236A251 255A258 262A273 280A291 298A309 316A...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
273 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.84	56 56
298 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.82	56 56
270 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.81	56 56
301 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.80	56 56
334 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.77	56 56
337 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.76	56 56
319 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.69	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

Resto del edificio:

- Vigas principales: W 12x96

**Gráfico 5-125. Verificación Vigas principales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 9A11 13A106CA31 25A28 30A33 46A49 15 35 36 40 41 52A12...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
885 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.51	56 56
886 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.51	56 56
889 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.48	56 56
890 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.48	56 56
482	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
480	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
189	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.45	48 48

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas secundarias viga I (Viga S Edificio)  $b=6$   $h_w=6$   $t_w=0,8$   $t_f=0,5$

**Gráfico 5-126. Verificación vigas secundarias**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 904A1074 1076A1078 1080A1082 1084A1086 1088A1159

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
1082	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.72	56 56
1078	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.72	56 56
1086	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.68	56 56
1074	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.68	56 56
1055	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.50	56 56
1043	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.50	56 56
1071	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.41	56 56
1092	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.40	56 56

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Columnas: Cajón 40x40x2,5

**Gráfico 5-127. Verificación columnas**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 14A107CA31 16A118CA34 29A188CA53 34 37 53A128CA25 7...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
223	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.40	58 58
224	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.36	56 56
225	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.33	56 56
173	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.32	56 56
72	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.31	56 56
70	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.31	56 56
175	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
363	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

Chequeo de derivas

Sentido X



**Gráfico 5-128. Cálculo de derivas sentido X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max(cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1	3,6	3,6							0,244	5,4	SI
	3,6		0,244	0,2244	0,244	0,2244	0,244	0,2244			
2	7,2	3,6							0,4666	5,4	SI
	7,2		0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,691	0,6693			
3	10,8	3,6							0,5913	5,4	SI
	10,8		1,2606	1,247	1,2606	1,2469	1,2606	1,2469			
4	14,8	4							0,7517	6	SI
	14,8		1,9986	1,9904	1,9986	1,9903	1,9986	1,9903			
5	18,8	4							0,7953	6	SI
	18,8		2,7856	2,782	2,7855	2,7818	2,7856	2,7818			
6	22,4	3,6							0,7176	5,4	SI
	22,4		3,4988	3,4994	3,4986	3,4992	3,4994	3,4986			
7	26	3,6							0,7107	5,4	SI
	26		4,2088	4,2093	4,2085	4,209	4,2093	4,2085			
8	29,6	3,6							0,6774	5,4	SI
	29,6		4,8681	4,8859	4,8678	4,8856	4,8859	4,8678			

Sentido Y

**Gráfico 5-129. Cálculo de derivas sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max(cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1	3,6	3,6							0,5723	5,4	SI
	3,6		0,3286	0,5723	0,3284	0,5723	0,5723	0,3284			
2	7,2	3,6							1,4019	5,4	SI
	7,2		1,051	1,7303	1,051	1,7303	1,7303	1,051			
3	10,8	3,6							2,2112	5,4	SI
	10,8		2,0517	3,2622	2,0517	3,2621	3,2622	2,0517			
4	14,8	4							3,0955	6	SI
	14,8		3,3696	5,1472	3,3696	5,1471	5,1472	3,3696			
5	18,8	4							3,7389	6	SI
	18,8		4,8057	7,1085	4,8057	7,1082	7,1085	4,8057			
6	22,4	3,6							4,0888	5,4	SI
	22,4		6,1354	8,8945	6,1354	8,894	8,8945	6,1354			
7	26	3,6							4,5402	5,4	SI
	26		7,4629	10,6756	7,4629	10,6754	10,6756	7,4629			
8	29,6	3,6							4,9689	5,4	SI
	29,6		8,7718	12,4318	8,7719	12,4317	12,4318	8,7718			

**Gráfico 5-130. Cálculo de derivas (volado) sentido Y**

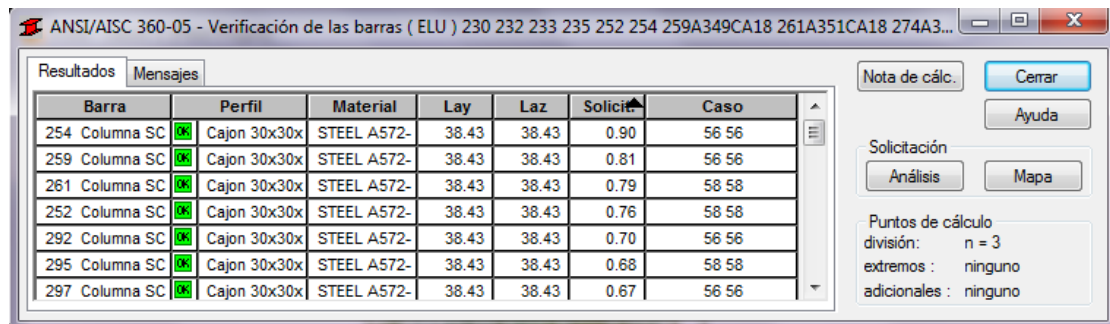
NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	$\Delta x \leq \Delta a$
	10,8				
4	14,8	4	4,1097	6	SI
	14,8				
5	18,8	4	3,6996	6	SI
	18,8				

## Excentricidad negativa en el eje X

### Volado:

- Columnas: Cajón 30x30x5

**Gráfico 5-131. Verificación columnas**



ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 230 232 233 235 252 254 259A349CA18 261A351CA18 274A3...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
254 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.90	56 56
259 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.81	56 56
261 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.79	58 58
252 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.76	58 58
292 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.70	56 56
295 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.68	58 58
297 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.67	56 56

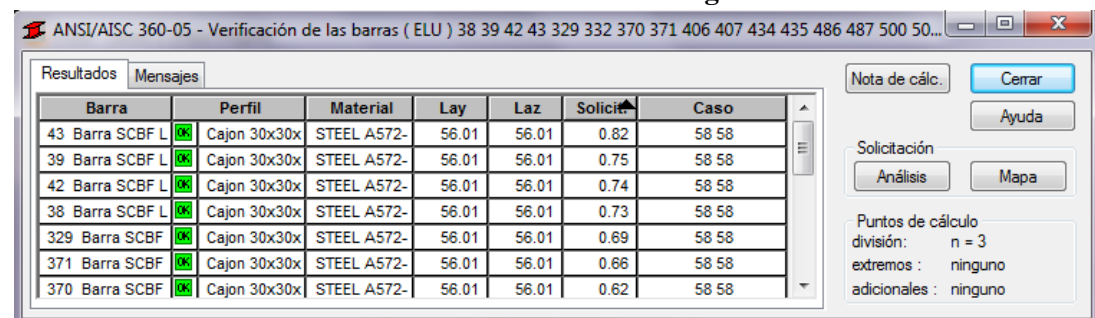
Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Diagonales: Cajón 30x30x6

**Gráfico 5-132. Verificación diagonales**



ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 329 332 370 371 406 407 434 435 486 487 500 50...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
43 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.82	58 58
39 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	58 58
42 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.74	58 58
38 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.73	58 58
329 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.69	58 58
371 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.66	58 58
370 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.62	58 58

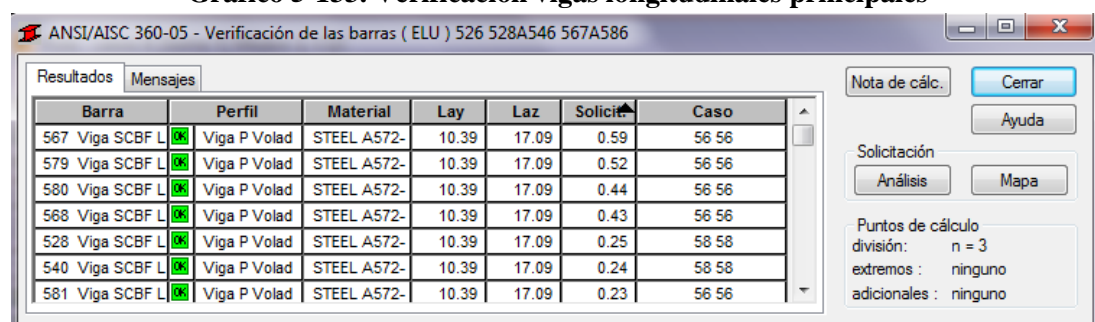
Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas longitudinales principales: Viga I (Viga P Volado) b=50 hw=80 tw=6 tf=9

**Gráfico 5-133. Verificación vigas longitudinales principales**



ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 526 528A546 567A586

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
567 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.59	56 56
579 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.52	56 56
580 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.44	56 56
568 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.43	56 56
528 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.25	58 58
540 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.24	58 58
581 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.23	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20

**Gráfico 5-134. Verificación vigas longitudinales secundarias**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
643 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.90	56 56
595 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.82	8 8
667 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.71	56 56
659 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.69	56 56
661 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.64	58 58
619 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.62	8 8
660 Viga Ordinar	OK W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.53	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas transversales: W 12x152

**Gráfico 5-135. Verificación vigas transversales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
273 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.80	56 56
270 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.76	56 56
298 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.75	56 56
301 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.73	56 56
334 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.65	56 56
337 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.64	56 56
283 Viga SCBF L	OK W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.62	56 56

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

Resto del edificio:

- Vigas principales: W 12x96

**Gráfico 5-136. Verificación vigas principales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
885 Viga SMF L	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
886 Viga SMF L	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
482	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
480	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.46	56 56
890 Viga SMF L	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.45	56 56
889 Viga SMF L	OK W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.45	56 56
189	OK W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.44	48 48
44	OK W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.44	48 48

Nota de cálc.: Cerrar  
Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo:  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas secundarias viga I (Viga S Edificio) b=6 hw=6 tw=0,8 tf=0,5

**Gráfico 5-137. Verificación vigas secundarias**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
1082	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.69	56 56
1078	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.68	56 56
1086	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.63	56 56
1074	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.63	56 56
1055	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.42	56 56
1043	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.42	56 56
1051	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.36	56 56
1047	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.36	56 56

- Columnas: Cajón 40x40x2,5

**Gráfico 5-138. Verificación columnas**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
223	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.38	58 58
224	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.35	56 56
225	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.32	56 56
173	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.32	48 48
175	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
70	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.29	56 56
203	Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.29	56 56

Chequeo de derivas

Sentido X

**Gráfico 5-139. Cálculo de derivas sentido X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	δx (cm)				δx max(cm)	δx min (cm)	Δx (cm)	Δa (cm)	Δx≤Δa
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1	3,6	3,6	0,2449	0,2244	0,244	0,2244	0,2449	0,2244	0,2449	5,4	SI
2	7,2	3,6	0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,691	0,6693	0,4666	5,4	SI
3	10,8	3,6	1,2606	1,247	1,2606	1,247	1,2606	1,247	0,5913	5,4	SI
4	14,8	4	1,9986	1,9904	1,9986	1,9903	1,9986	1,9903	0,7516	6	SI
5	18,8	4	2,7856	2,782	2,7856	2,7818	2,7856	2,7818	0,7953	6	SI
6	22,4	3,6	3,4988	3,4994	3,4986	3,4992	3,4994	3,4986	0,7176	5,4	SI
7	26	3,6	4,2088	4,2092	4,2086	4,209	4,2092	4,2086	0,7106	5,4	SI
8	29,6	3,6	4,8681	4,8858	4,8679	4,8857	4,8858	4,8679	0,6772	5,4	SI

Sentido Y

**Gráfico 5-140. Cálculo de derivas sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max (cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1		3,6							0,6133	5,4	SI
	3,6		0,31	0,6133	0,31	0,6133	0,6133	0,31			
2		3,6							1,5427	5,4	SI
	7,2		1,0086	1,8527	1,0086	1,8527	1,8527	1,0086			
3		3,6							2,505	5,4	SI
	10,8		1,9973	3,5136	1,9973	3,5135	3,5136	1,9973			
4		4							3,5986	6	SI
	14,8		3,3285	5,5959	3,3285	5,5958	5,5959	3,3285			
5		4							4,4618	6	SI
	18,8		4,805	7,7903	4,805	7,7901	7,7903	4,805			
6		3,6							4,9954	5,4	SI
	22,4		6,1876	9,8004	6,1876	9,7999	9,8004	6,1876			
7		3,6							5,32	5,4	SI
	26		7,9766	11,5076	7,9767	11,5075	11,5076	7,9766			
8		3,6							5,309	5,4	SI
	29,6		8,9506	13,2856	8,9506	13,2856	13,2856	8,9506			

**Gráfico 5-141. Cálculo de derivas (volado) sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	$\Delta x \leq \Delta a$
	10,8				
4		4	2,7349	6	SI
	14,8				
5		4	2,5773	6	SI
	18,8				

**Excentricidad positiva en el eje Y**

Volado:

- Columnas: Cajón 30x30x5

**Gráfico 5-142. Verificación columnas**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 230 232 233 235 252 254 259A349CA18 261A351CA18 274A3...							Nota de cálc.		Cerrar
Resultados Mensajes							Ayuda		
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso	Solicitud		
254 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.94	56 56	Análisis	Mapa	
259 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.84	56 56	Puntos de cálculo división: n = 3 extremos : ninguno adicionales : ninguno		
261 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.79	58 58			
252 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.77	58 58			
292 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.74	56 56			
297 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	56 56			
295 Columna SC	Cajon 30x30x	STEEL A572-	38.43	38.43	0.71	58 58			

- Diagonales: Cajón 30x30x6

**Gráfico 5-143. Verificación diagonales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 38 39 42 43 329 332 370 371 406 407 434 435 486 487 500 50...

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
43 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.85	58 58
39 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.78	58 58
42 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.76	58 58
38 Barra SCBF L	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.75	58 58
329 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.72	58 58
371 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.69	58 58
370 Barra SCBF	Cajon 30x30x	STEEL A572-	56.01	56.01	0.63	58 58

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
 división: n = 3  
 extremos : ninguno  
 adicionales : ninguno

- Vigas longitudinales principales: viga I (Viga P Volado) b=50 hw=80 tw=6 tf=9

**Gráfico 5-144. Verificación vigas longitudinales principales**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 526 528A546 567A586

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
567 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.69	56 56
579 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.62	56 56
580 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.49	56 56
568 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.48	56 56
582 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.30	56 56
570 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.29	56 56
569 Viga SCBF L	Viga P Volad	STEEL A572-	10.39	17.09	0.26	56 56

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
 división: n = 3  
 extremos : ninguno  
 adicionales : ninguno

- Vigas longitudinales secundarias: W 6x20

**Gráfico 5-145. Verificación vigas longitudinales secundarias**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 587A674

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
643 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.90	56 56
667 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.86	56 56
659 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.84	56 56
595 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.82	8 8
661 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.68	58 58
619 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.62	8 8
660 Viga Ordinar	W 6x20	STEEL A572-	59.30	52.31	0.56	56 56

Nota de cálc. Cerrar Ayuda

Solicitud: Análisis Mapa

Puntos de cálculo  
 división: n = 3  
 extremos : ninguno  
 adicionales : ninguno

- Vigas transversales: W 12x152



**Gráfico 5-146. Verificación vigas transversales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
273 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.83	56 56
298 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.81	56 56
270 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.80	56 56
301 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.79	56 56
334 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.73	56 56
337 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.71	56 56
283 Viga SCBF L	W 12x152	STEEL A572-	20.88	18.53	0.67	56 56

Nota de cál. [Cerrar] [Ayuda]

Solicitud [Análisis] [Mapa]

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

Resto del edificio:

- Vigas principales: W 12x96

**Gráfico 5-147. Verificación vigas principales**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
886 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
885 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.50	56 56
482	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
480	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
890 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
889 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.47	56 56
189	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.45	48 48

Nota de cál. [Cerrar] [Ayuda]

Solicitud [Análisis] [Mapa]

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Vigas secundarias viga I (Viga S Edificio) b=6 hw=6 tw=0,8 tf=0,5

**Gráfico 5-148. Verificación vigas secundarias**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit	Caso
1082	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.71	56 56
1078	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.71	56 56
1086	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.66	56 56
1074	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.66	56 56
1055	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.47	56 56
1043	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.46	56 56
1071	Viga S Edifici	STEEL A572-	186.17	192.29	0.39	56 56

Nota de cál. [Cerrar] [Ayuda]

Solicitud [Análisis] [Mapa]

Puntos de cálculo  
división: n = 3  
extremos: ninguno  
adicionales: ninguno

- Columnas: Cajón 40x40x2,5

**Gráfico 5-149. Verificación columnas**

ANSI/AISC 360-05 - Verificación de las barras ( ELU ) 14A107CA31 16A118CA34 29A188CA53 34 37 53A128CA25 7...						
Resultados Mensajes						
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
223	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.39	56 56
224	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.36	56 56
225	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.33	56 56
173	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.32	48 48
175	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
72	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56
70	OK Cajon 40x40x	STEEL A572-	23.46	23.46	0.30	56 56

Nota de cálc. Cerrar

Ayuda

Solicitud

Análisis Mapa

Puntos de cálculo

división: n = 3

extremos : ninguno

adicionales : ninguno

Chequeo de derivas

Sentido X

**Gráfico 5-150. Cálculo de derivas sentido X**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max(cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1		3,6							0,2669	5,4	SI
	3,6		0,2669	0,2488	0,2219	0,2026	0,2669	0,2026			
2		3,6							0,5568	5,4	SI
	7,2		0,7594	0,7398	0,6286	0,6069	0,7594	0,6069			
3		3,6							0,7742	5,4	SI
	10,8		1,3811	1,3704	1,1523	1,1376	1,3811	1,1376			
4		4							1,0284	6	SI
	14,8		2,166	2,1596	1,8454	1,8362	2,166	1,8362			
5		4							1,1479	6	SI
	18,8		2,9841	2,9833	2,6006	2,5945	2,9841	2,5945			
6		3,6							1,1211	5,4	SI
	22,4		3,7112	3,7156	3,2991	3,2964	3,7156	3,2964			
7		3,6							1,1376	5,4	SI
	26		4,4289	4,434	4,0008	3,9973	4,434	3,9973			
8		3,6							1,1203	5,4	SI
	29,6		5,0973	5,1176	4,6519	4,6662	5,1176	4,6519			

Sentido Y

**Gráfico 5-151. Cálculo de derivas sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\delta x$ (cm)				$\delta x$ max(cm)	$\delta x$ min (cm)	$\Delta x$ (cm)	$\Delta a$ (cm)	$\Delta x \leq \Delta a$
			1-A	5-A	1-G	5-G					
	0		0	0	0	0	0	0			
1		3,6							0,581	5,4	SI
	3,6		0,3379	0,581	0,3378	0,5786	0,581	0,3378			
2		3,6							1,4154	5,4	SI
	7,2		1,0864	1,7532	1,0864	1,7515	1,7532	1,0864			
3		3,6							2,2239	5,4	SI
	10,8		2,1295	3,3103	2,1297	3,3098	3,3103	2,1295			
4		4							3,1097	6	SI
	14,8		3,5124	5,2385	3,5129	5,2392	5,2392	3,5124			
5		4							3,7429	6	SI
	18,8		5,0273	7,2539	5,028	7,2553	7,2553	5,0273			
6		3,6							4,0681	5,4	SI
	22,4		6,4349	9,0938	6,4358	9,0954	9,0954	6,4349			
7		3,6							4,4971	5,4	SI
	26		7,8433	10,9297	7,8443	10,932	10,932	7,8433			
8		3,6							4,8988	5,4	SI
	29,6		9,2334	12,7393	9,2344	12,7421	12,7421	9,2334			



**Gráfico 5-152. Cálculo de derivas (volado) sentido Y**

NIVEL	ELEVACIÓN (m)	ALTURA DE ENTREPISO (m)	$\Delta x$	$\Delta a$	$\Delta x \leq \Delta a$
	10,8				
4		4	3,8614	6	SI
	14,8				
5		4	3,5287	6	SI
	18,8				

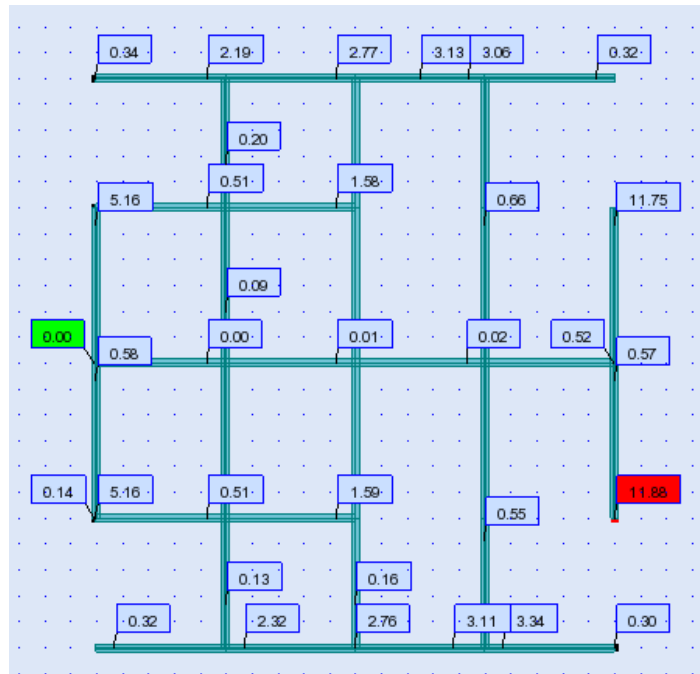
#### **5.10.8. Colectores**

Una vez realizadas estas verificaciones se debe realizar un incremento del 25% a las fuerzas de diseño que actúan en los colectores, los colectores son elementos que llevan la carga horizontal hacia los muros de corte, los colectores en este caso serían algunas vigas de la estructura, para saber a cuales se les debe aplicar este incremento de fuerza se realizará lo siguiente: en el programa, planta por planta se irán aislando las vigas principales y se verificarán sus esfuerzos axiales, las que estén resistiendo esfuerzos sustancialmente mayores a las del resto estarán actuando como colectores, y son solamente a estas vigas a las que se las deberá dar este tratamiento.

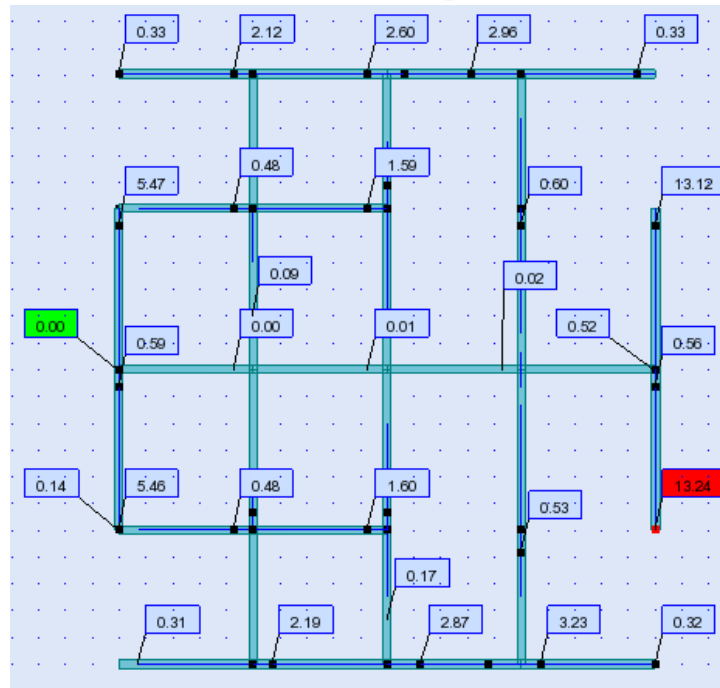
Como no se puede afectar con un factor independiente a estos elementos, lo que se va a hacer es crear un nuevo archivo y multiplicar por 1,25 a todas las combinaciones de carga y verificar la respuesta de los elementos definidos como colectores.

A continuación se muestran los gráficos de las vigas aisladas de la quinta planta del edificio señalando sus respectivos esfuerzos, para cada uno de los casos de excentricidad previamente definidos para el sismo en Y que es el más crítico:

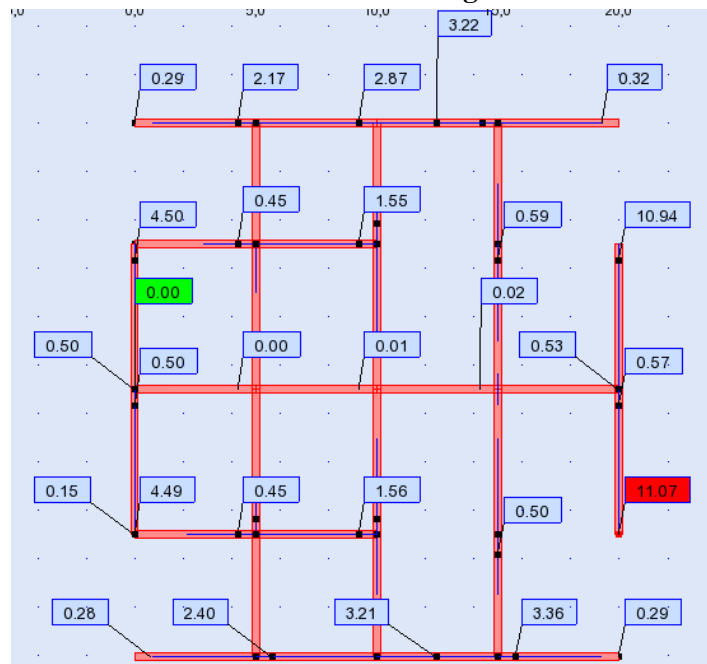
**Gráfico 5-153. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y sin excentricidad**



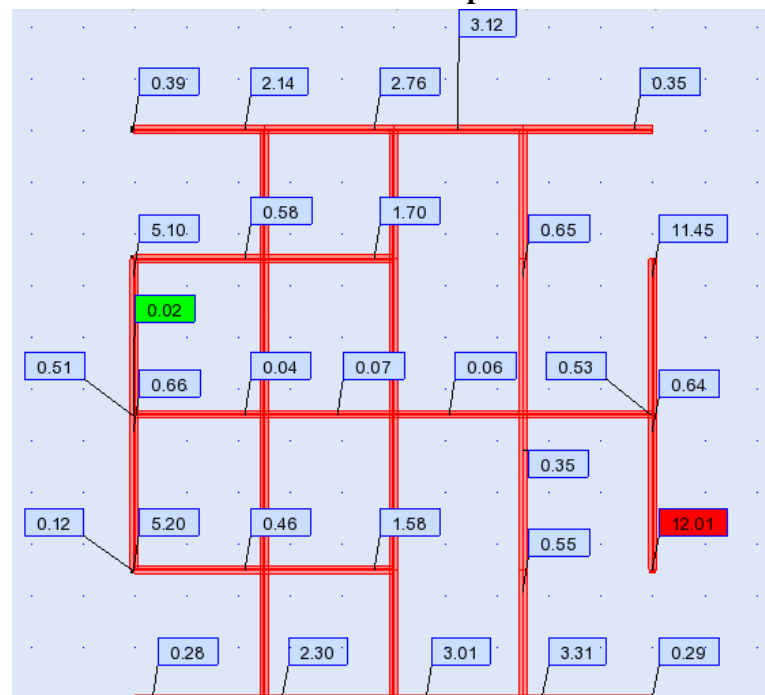
**Gráfico 5-154. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y excentricidad en X positiva**



**Gráfico 5-155. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y  
excentricidad en X negativa**



**Gráfico 5-156. Esfuerzos axiales en vigas principales del quinto piso sismo en Y  
excentricidad en Y positiva**



Como se puede observar en los cuatro casos no existe una diferencia notable en los valores correspondientes a los esfuerzos de las vigas, por lo que para seleccionar a los elementos que trabajan como colectores se usará el modelo sin excentricidad, este análisis se lo realizará en los dos sentidos piso por piso y se creará una lista de todos los elementos que soportan esfuerzos notables.

Los elementos a diseñarse con un incremento del 25% en sus fuerzas de diseño son los siguientes en el programa:

- Piso 1: 64 94 358 392 394 444 893 894

- Piso 2: 59 296 386 387 891 892

- Piso 3: 54 75 231 376 382 428 889 890

- Piso 4: 49 204 360 361 887 888

- Piso 5: 44 293 314 189 885 886

- Piso 6: 35 174 212 234 883 884

- Piso 7: 13 30 157 182 193 357 881 882

- Piso 8: 9 26 129 210 879 880

Como ya se mencionó se multiplicarán a todas las combinaciones de carga por un factor de 1,25 quedando de la siguiente forma:

**Gráfico 5-157. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (1)**

Combinación	Nombre	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
7 (C)	7	1	1,75	2	1,75						
8 (C)	8	1	1,50	2	1,50	3	2,00				
9 (C)	9	1	1,50	2	1,50	3	1,25				
10 (C)	10	1	1,50	2	1,50						
11 (C) (CQ)	11	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	1,25		
12 (C) (CQ)	12	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	-1,25		
13 (C) (CQ)	13	1	1,50	2	1,50	5	1,25				
14 (C) (CQ)	14	1	1,50	2	1,50	5	-1,25				
15 (C) (CQ)	15	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	1,25		
16 (C) (CQ)	16	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	-1,25		
17 (C) (CQ)	17	1	1,50	2	1,50	6	1,25				
18 (C) (CQ)	18	1	1,50	2	1,50	6	-1,25				
19 (C)	19	1	1,13	2	1,13						
20 (C) (CQ)	20	1	1,13	2	1,13	5	1,25				
21 (C) (CQ)	21	1	1,13	2	1,13	5	-1,25				
22 (C) (CQ)	22	1	1,13	2	1,13	6	1,25				
23 (C) (CQ)	23	1	1,13	2	1,13	6	-1,25				
24 (C) (CQ)	24	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	1,25	6	0,38
25 (C) (CQ)	25	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	1,25	6	-0,38
26 (C) (CQ)	26	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	-1,25	6	0,38
27 (C) (CQ)	27	1	1,50	2	1,50	3	0,63	5	-1,25	6	-0,38
28 (C) (CQ)	28	1	1,50	2	1,50	5	1,25	6	0,38		
29 (C) (CQ)	29	1	1,50	2	1,50	5	1,25	6	-0,38		
30 (C) (CQ)	30	1	1,50	2	1,50	5	-1,25	6	0,38		
31 (C) (CQ)	31	1	1,50	2	1,50	5	-1,25	6	-0,38		
32 (C) (CQ)	32	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	1,25	5	0,38
33 (C) (CQ)	33	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	1,25	5	-0,38
34 (C) (CQ)	34	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	-1,25	5	0,38
35 (C) (CQ)	35	1	1,50	2	1,50	3	0,63	6	-1,25	5	-0,38

**Gráfico 5-158. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (2)**

Combinación	Nombre	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
36 (C) (CQD)	36	1	1,50	2	1,50	6	1,25	5	0,38		
37 (C) (CQD)	37	1	1,50	2	1,50	6	1,25	5	-0,38		
38 (C) (CQD)	38	1	1,50	2	1,50	6	-1,25	5	0,38		
39 (C) (CQD)	39	1	1,50	2	1,50	6	-1,25	5	-0,38		
40 (C) (CQD)	40	1	1,13	2	1,13	5	1,25	6	0,38		
41 (C) (CQD)	41	1	1,13	2	1,13	5	1,25	6	-0,38		
42 (C) (CQD)	42	1	1,13	2	1,13	5	-1,25	6	0,38		
43 (C) (CQD)	43	1	1,13	2	1,13	5	-1,25	6	-0,38		
44 (C) (CQD)	44	1	1,13	2	1,13	6	1,25	5	0,38		
45 (C) (CQD)	45	1	1,13	2	1,13	6	1,25	5	-0,38		
46 (C) (CQD)	46	1	1,13	2	1,13	6	-1,25	5	0,38		
47 (C) (CQD)	47	1	1,13	2	1,13	6	-1,25	5	-0,38		
48 (C) (CQD)	48	1	1,84	2	1,84	3	0,63	5	1,25	6	0,38
49 (C) (CQD)	49	1	1,84	2	1,84	3	0,63	5	1,25	6	-0,38
50 (C) (CQD)	50	1	1,84	2	1,84	3	0,63	5	-1,25	6	0,38
51 (C) (CQD)	51	1	1,84	2	1,84	3	0,63	5	-1,25	6	-0,38
52 (C) (CQD)	52	1	1,84	2	1,84	5	1,25	6	0,38		
53 (C) (CQD)	53	1	1,84	2	1,84	5	1,25	6	-0,38		
54 (C) (CQD)	54	1	1,84	2	1,84	5	-1,25	6	0,38		
55 (C) (CQD)	55	1	1,84	2	1,84	5	-1,25	6	-0,38		
56 (C) (CQD)	56	1	1,84	2	1,84	3	0,63	6	1,25	5	0,38
57 (C) (CQD)	57	1	1,84	2	1,84	3	0,63	6	1,25	5	-0,38
58 (C) (CQD)	58	1	1,84	2	1,84	3	0,63	6	-1,25	5	0,38
59 (C) (CQD)	59	1	1,84	2	1,84	3	0,63	6	-1,25	5	-0,38
60 (C) (CQD)	60	1	1,84	2	1,84	6	1,25	5	0,38		
61 (C) (CQD)	61	1	1,84	2	1,84	6	1,25	5	-0,38		
62 (C) (CQD)	62	1	1,84	2	1,84	6	-1,25	5	0,38		
63 (C) (CQD)	63	1	1,84	2	1,84	6	-1,25	5	-0,38		
64 (C) (CQD)	64	1	1,47	2	1,47	5	1,25	6	0,38		
65 (C) (CQD)	65	1	1,47	2	1,47	5	1,25	6	-0,38		

**Gráfico 5-159. Combinaciones de carga afectadas por el factor 1,25 (3)**

Combinación	Nombre	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
66 (C) (CQD)	66	1	1,47	2	1,47	5	-1,25	6	0,38		
67 (C) (CQD)	67	1	1,47	2	1,47	5	-1,25	6	-0,38		
68 (C) (CQD)	68	1	1,47	2	1,47	6	1,25	5	0,38		
69 (C) (CQD)	69	1	1,47	2	1,47	6	1,25	5	-0,38		
70 (C) (CQD)	70	1	1,47	2	1,47	6	-1,25	5	0,38		
71 (C) (CQD)	71	1	1,47	2	1,47	6	-1,25	5	-0,38		
72 (C) (CQD)	72	1	1,16	2	1,16	3	0,63	5	1,25	6	0,38
73 (C) (CQD)	73	1	1,16	2	1,16	3	0,63	5	1,25	6	-0,38
74 (C) (CQD)	74	1	1,16	2	1,16	3	0,63	5	-1,25	6	0,38
75 (C) (CQD)	75	1	1,16	2	1,16	3	0,63	5	-1,25	6	-0,38
76 (C) (CQD)	76	1	1,16	2	1,16	5	1,25	6	0,38		
77 (C) (CQD)	77	1	1,16	2	1,16	5	1,25	6	-0,38		
78 (C) (CQD)	78	1	1,16	2	1,16	5	-1,25	6	0,38		
79 (C) (CQD)	79	1	1,16	2	1,16	5	-1,25	6	-0,38		
80 (C) (CQD)	80	1	1,16	2	1,16	3	0,63	6	1,25	5	0,38
81 (C) (CQD)	81	1	1,16	2	1,16	3	0,63	6	1,25	5	-0,38
82 (C) (CQD)	82	1	1,16	2	1,16	3	0,63	6	-1,25	5	0,38
83 (C) (CQD)	83	1	1,16	2	1,16	3	0,63	6	-1,25	5	-0,38
84 (C) (CQD)	84	1	1,16	2	1,16	6	1,25	5	0,38		
85 (C) (CQD)	85	1	1,16	2	1,16	6	1,25	5	-0,38		
86 (C) (CQD)	86	1	1,16	2	1,16	6	-1,25	5	0,38		
87 (C) (CQD)	87	1	1,16	2	1,16	6	-1,25	5	-0,38		
88 (C) (CQD)	88	1	0,79	2	0,79	5	1,25	6	0,38		
89 (C) (CQD)	89	1	0,79	2	0,79	5	1,25	6	-0,38		
90 (C) (CQD)	90	1	0,79	2	0,79	5	-1,25	6	0,38		
91 (C) (CQD)	91	1	0,79	2	0,79	5	-1,25	6	-0,38		
92 (C) (CQD)	92	1	0,79	2	0,79	6	1,25	5	0,38		
93 (C) (CQD)	93	1	0,79	2	0,79	6	1,25	5	-0,38		
94 (C) (CQD)	94	1	0,79	2	0,79	6	-1,25	5	0,38		
95 (C) (CQD)	95	1	0,79	2	0,79	6	-1,25	5	-0,38		

Ahora se debe mandar a calcular a la estructura y se verificarán únicamente los elementos de la lista mostrada para comprobar si son aptos.

**Gráfico 5-160. Verificación de los colectores con un incremento en sus fuerzas de diseño del 25% (1)**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solic	Caso
885 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.63	56.56
886 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.63	56.56
890 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.58	56.56
889 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.58	56.56
189	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.56	48.48
44	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.56	48.48
887 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.53	56.56
888 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.53	56.56
174	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.52	48.48
35	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.52	48.48
157	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.52	48.48
30	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.51	48.48
204	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.50	48.48
49	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.50	48.48
231	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.45	48.48
54	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.45	48.48
129	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.40	48.48
26	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.39	48.48
881 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.36	56.56
882 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.36	56.56
884 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.34	56.56
883 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.34	56.56
59	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.32	48.48
296	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.32	48.48
879 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.30	56.56
880 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.30	56.56
75	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.29	56.56
428	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.29	56.56

**Gráfico 5-161. Verificación de los colectores con un incremento en sus fuerzas de diseño del 25% (2)**

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solic	Caso
892 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.27	56.56
891 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.27	56.56
357	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.25	56.56
13	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.25	56.56
293	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.24	56.56
314	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.24	56.56
182	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
193	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
212	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
234	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
360	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
361	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.23	56.56
64	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.22	56.56
210	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.22	56.56
9	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.22	56.56
358	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.22	56.56
376	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.21	56.56
382	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.21	56.56
94	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.20	56.56
444	W 12x96	STEEL A572-	36.22	15.90	0.20	56.56
387	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.19	56.56
894 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.18	56.56
893 Viga SMF L	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.18	56.56
392	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.15	56.56
394	W 12x96	STEEL A572-	43.46	19.09	0.15	56.56

### 5.10.9. Análisis de Vibraciones

La mayoría de problemas de vibración existen debido a la generación de fuerzas causadas por el uso de maquinaria o por la actividad humana (aeróbicos, baile, caminatas etc.). El caminado de las personas genera pequeñas vibraciones en la estructura, lo que puede llegar a inducir una sensación de inseguridad o molestia en el individuo, cuando se da este problema se está afectando directamente a la servicialidad de un edificio. El análisis del caminado resulta un poco más complejo que cualquier otro caso de análisis de fuerzas generadas en la estructura por la actividad humana puesto que con cada paso que realiza una persona se produce un cambio de localización de las mismas.

En algunos casos la fuerza aplicada es sinusoidal o semejante a esta, en general estas fuerzas repetitivas pueden ser representadas por la combinación de fuerzas sinusoidales cuyas frecuencias son los armónicos de las frecuencias básicas de las fuerzas repetitivas, como por ejemplo la frecuencia de paso en el caminado. La fuerza repetitiva en función del tiempo puede ser representada por la siguiente serie de Fourier<sup>25</sup>:

$$F = P \left[ 1 + \sum \alpha_i \cos(2\pi i f_{paso} t + \phi_i) \right]$$

**Ecu. 5.83**

Donde:

---

<sup>25</sup> American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 1 página 3.

$P$  es el peso de la persona

$\alpha_i$  es el coeficiente dinámico de fuerza armónica

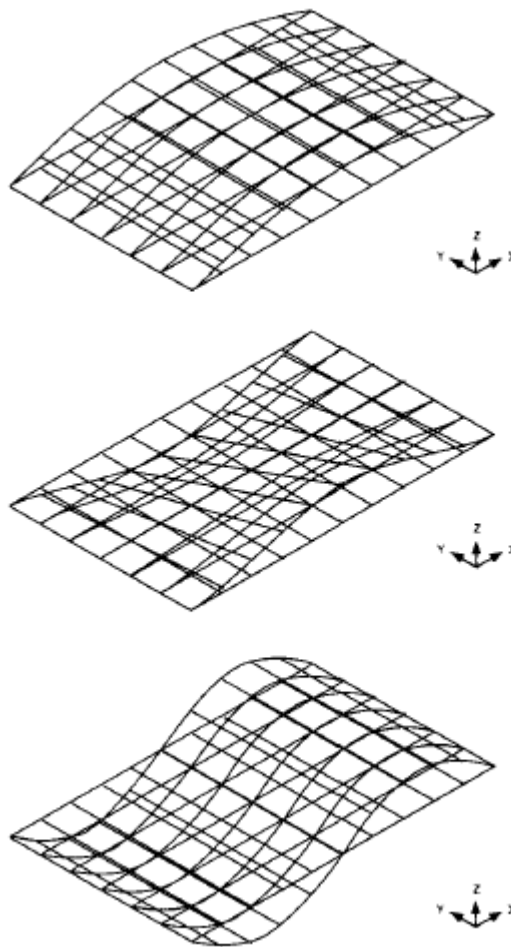
$i$  es el múltiplo del armónico (1,2,3,...)

$f_{paso}$  es la frecuencia de paso

$t$  es el tiempo

$\phi_i$  ángulo de fase para el armónico

**Gráfico 5-162. Típicas formas de vibración de un sistema de pisos**



Fuente: American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 1 página 3.

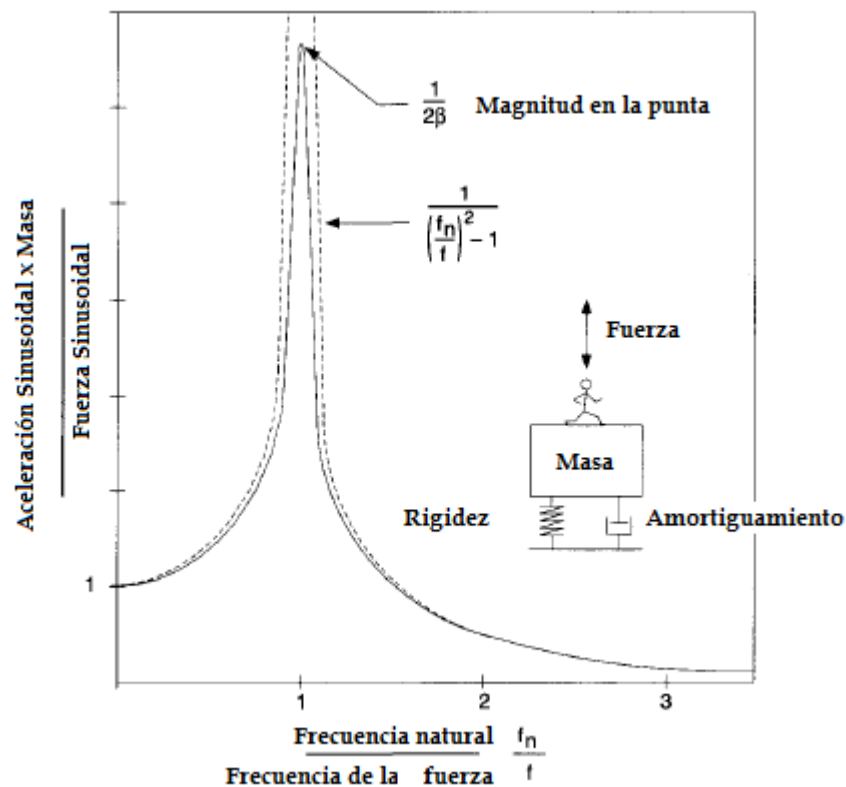


Cada modo de vibración tiene su propia configuración de desplazamientos asociado a una frecuencia natural. La aceleración sinusoidal que se genera viene dada por la siguiente fórmula:

$$\text{Aceleración Sinusoidal} = \left( \frac{\text{Fuerza}}{\text{Masa}} \right) \text{Factor de respuesta}$$

El factor de respuesta depende en gran medida del índice frecuencia natural-frecuencia de fuerza ( $f_n/f$ ) y para las vibraciones cercanas a la resonancia también depende del índice de amortiguamiento.

**Gráfico 5-163. Respuesta a la fuerza sinusoidal**

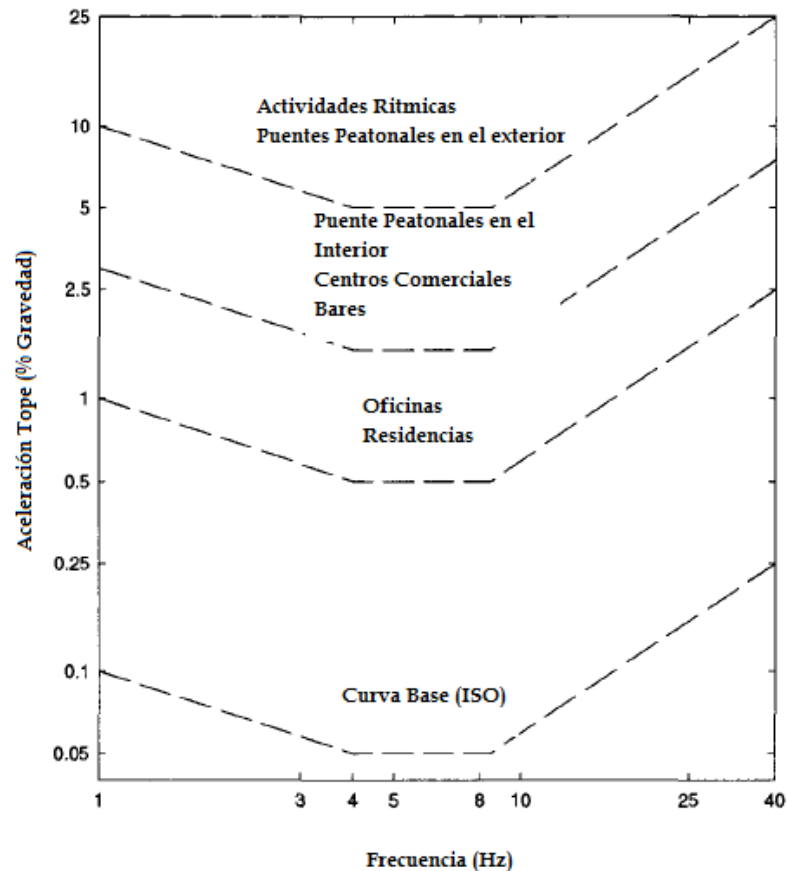


Fuente: American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 1 página 3.

Cuando las frecuencias naturales de los pisos exceden los 9-10 Hz o donde los pisos sean livianos, los efectos de resonancia no tendrán tanta importancia.

En general la reacción de las personas frente a estas vibraciones dependerá de lo que estén haciendo, por ejemplo a la gente en las oficinas o en sus residencias no les gusta estar sujetas a vibraciones perceptibles, aceptando una aceleración límite correspondiente al 0,5% de la aceleración de la gravedad, en cambio personas que se encuentran en actividad aceptan una aceleración por las vibraciones generadas 10 veces mayor al caso anterior, es decir 5% de la aceleración de la gravedad.

**Gráfico 5-164. Aceleraciones tope recomendadas para el confort humano causado por vibraciones debidas a la actividad humana**



Fuente: American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide  
 Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 2 página 7.

**Gráfico 5-165. Parámetros recomendados**

<b>Table 4.1</b> <b>Recommended Values of Parameters in</b> <b>Equation (4.1) and <math>a_o/g</math> Limits</b>			
	<b>Constant Force</b> <b><math>P_o</math></b>	<b>Damping Ratio</b> <b><math>\beta</math></b>	<b>Acceleration Limit</b> <b><math>a_o/g \times 100\%</math></b>
Offices, Residences, Churches	0.29 kN (65 lb)	0.02–0.05*	0.5%
Shopping Malls	0.29 kN (65 lb)	0.02	1.5%
Footbridges—Indoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	1.5%
Footbridges—Outdoor	0.41 kN (92 lb)	0.01	5.0%
* 0.02 for floors with few non-structural components (ceilings, ducts, partitions, etc.) as can occur in open work areas and churches, 0.03 for floors with non-structural components and furnishings, but with only small demountable partitions, typical of many modular office areas, 0.05 for full height partitions between floors.			

Fuente: American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide  
 Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 4 página 18.

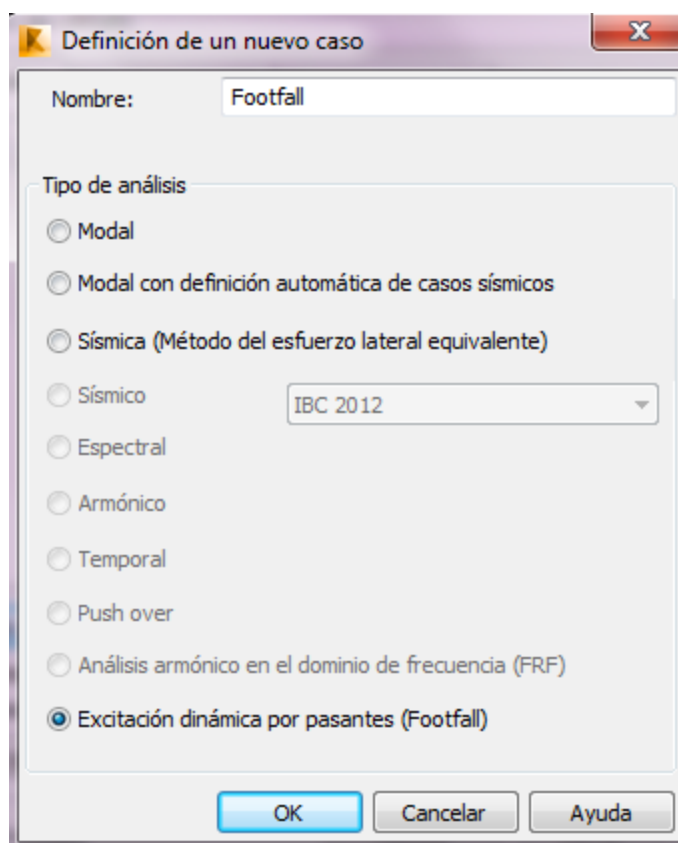
**Gráfico 5-166. Frecuencias y coeficientes dinámicos**

<b>Table 2.1</b> <b>Common Forcing Frequencies (<math>f</math>) and</b> <b>Dynamic Coefficients* (<math>\alpha_l</math>)</b>						
Harmonic $l$	Person Walking		Aerobics Class		Group Dancing	
	$f$ , Hz	$\alpha_l$	$f$ , Hz	$\alpha_l$	$f$ , Hz	$\alpha_l$
1	1.6–2.2	0.5	2–2.75	1.5	1.5–3	0.5
2	3.2–4.4	0.2	4–5.5	0.6	—	—
3	4.8–6.6	0.1	6–8.25	0.1	—	—
4	6.4–8.8	0.05	—	—	—	—
*dynamic coefficient = peak sinusoidal force/weight of person(s).						

Fuente: American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide  
 Series 11 Estados Unidos, 2003, Capítulo 2 página 8.

En el caso del edificio analizado es importante realizar este chequeo especialmente en el volado, el programa Autodesk Robot incorpora un análisis de vibraciones debido a las excitaciones dinámicas que se generarán por el paso de las personas que se encuentren circulando por el edificio, para esto se hará uso del archivo en el que se modeló únicamente al volado, actualizando las secciones con las que se trabajó en última instancia, en primer lugar se deben borrar las combinaciones de carga quedando únicamente el peso propio, la carga muerta y la carga viva, seguido de esto se definirá un nuevo tipo de análisis denominado “Footfall” que es el que corresponde a lo mencionado.

**Gráfico 5-167. Definición análisis Footfall**



Elegido este análisis se deben editar las opciones correspondientes, la norma con la que se trabajará será la guía propuesta por el AISC denominada “Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11”, en donde se especifica que se debe tomar como peso de una persona 65 libras (30 kg) ya que se está trabajando con un edificio destinado a la ocupación de oficinas, se debe seleccionar a todos los nudos para que se ponga en cada uno de ellos una excitación dinámica que simulará el caminado, además la frecuencia mínima y la frecuencia máxima para el análisis respectivamente serán de: 1,6 Hz y 2,2 Hz, se tendrá también un coeficiente dinámico R de 0,5 como se mostró en la tabla correspondiente (estos tres últimos valores se colocan automáticamente en el programa), el porcentaje de amortiguamiento también debe ser definido, como se observa en la tabla se establece que debe estar entre un 0,02 y un 0,05, se fija para este caso en 0,05, este valor dependerá de la cantidad de masa que puede amortiguar las excitaciones dinámicas, es decir, no es lo mismo tener un espacio abierto, por ejemplo una pista de baile, que una oficina llena de muebles los cuales amortiguarán la vibración, con todo lo mencionado se calcularán los modos (priorizando los modos en z) y luego en función de ese caminado se calculará la aceleración que se produce en el piso, y es esta aceleración la que deberá ser verificada y a su vez controlada.

**Gráfico 5-168. Parámetros análisis Footfall**

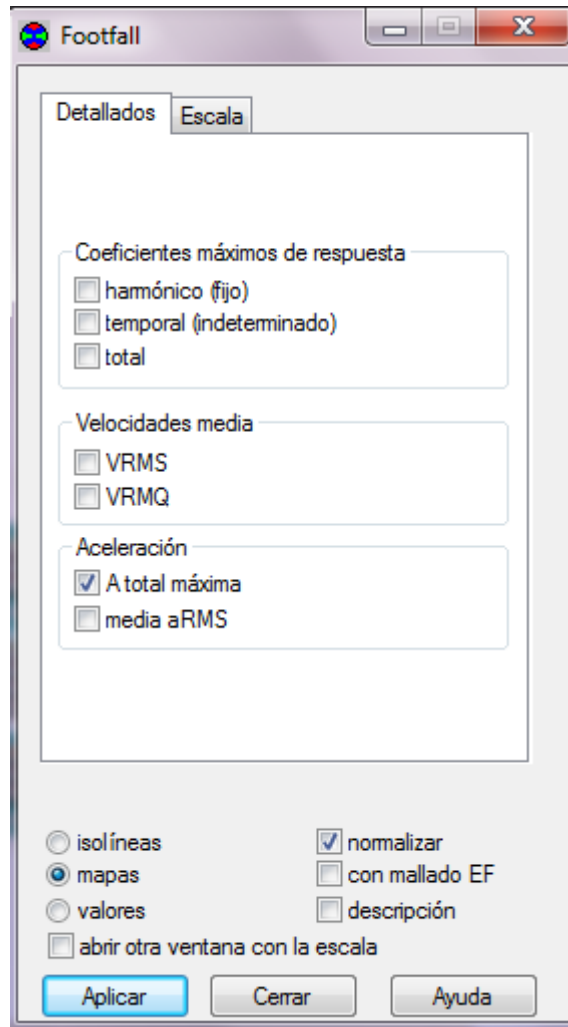
The image shows a software dialog box titled "Parámetros del análisis" (Analysis Parameters) for a "Footfall" case. The dialog is organized into several sections with various input fields and radio buttons.

- Caso:** A dropdown menu set to "Footfall".
- Método de excitación:** Two radio buttons: "Simplificado" (selected) and "Completo".
- Frecuencia del peón (Hz):** Three input fields: "Mínima" (1.6), "Máxima" (2.2), and "R" (0.5).
- Fuerzas de excitación:** Four radio buttons: "Losas de planta Concrete Centre (2006)", "Losas de planta SCI P354 (2007)", "Escaleras SCI P354 (2007)", and "Losas de pisos AISC DG11 (2003)" (selected). Below these is a dropdown for "Importancia de la" set to "Wg".
- Peso del peón:** A green input field containing "30" followed by "(kgf)".
- Nudos con excitación impuesta:** Three radio buttons: "Todos" (selected), "Seleccionados" (with an empty text box and a "..."), and "Pertenecientes a los objetos seleccionados" (with an empty text box and a "...").
- Búsqueda de respuestas para los nudos:** Three radio buttons: "Todos" (selected), "Seleccionados" (with an empty text box and a "..."), and "Pertenecientes a los objetos seleccionados" (with an empty text box and a "...").
- Amortiguamiento:** Three radio buttons: "Constante" (selected) with a value of "0.05" and a unit of "(-)", "Rayleigh", and "Variable para cada modo" (with a "Definición" button).

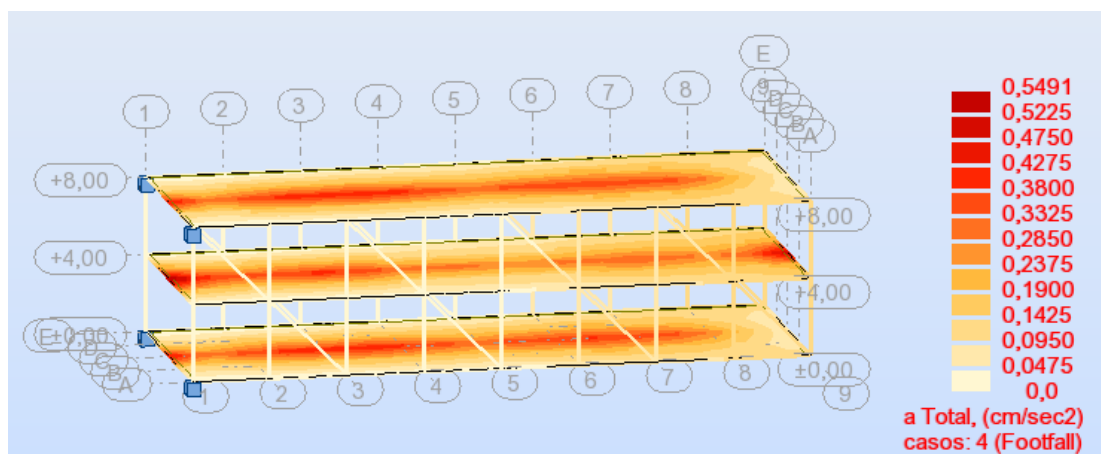
At the bottom of the dialog, there is a button labeled "Parámetros del análisis modal", and at the very bottom, three buttons: "OK", "Cancelar", and "Ayuda".

Definidos los parámetros anteriores se manda a calcular nuevamente a la estructura y se hace uso de la opción “Análisis Footfall – Mapas” ubicada en la pestaña Resultados – Avanzado (previamente se debe seleccionar el caso de carga Footfall en la pestaña correspondiente).

**Gráfico 5-169. Análisis Footfall - Mapas**



**Gráfico 5-170. Mapa de aceleraciones en los pisos**



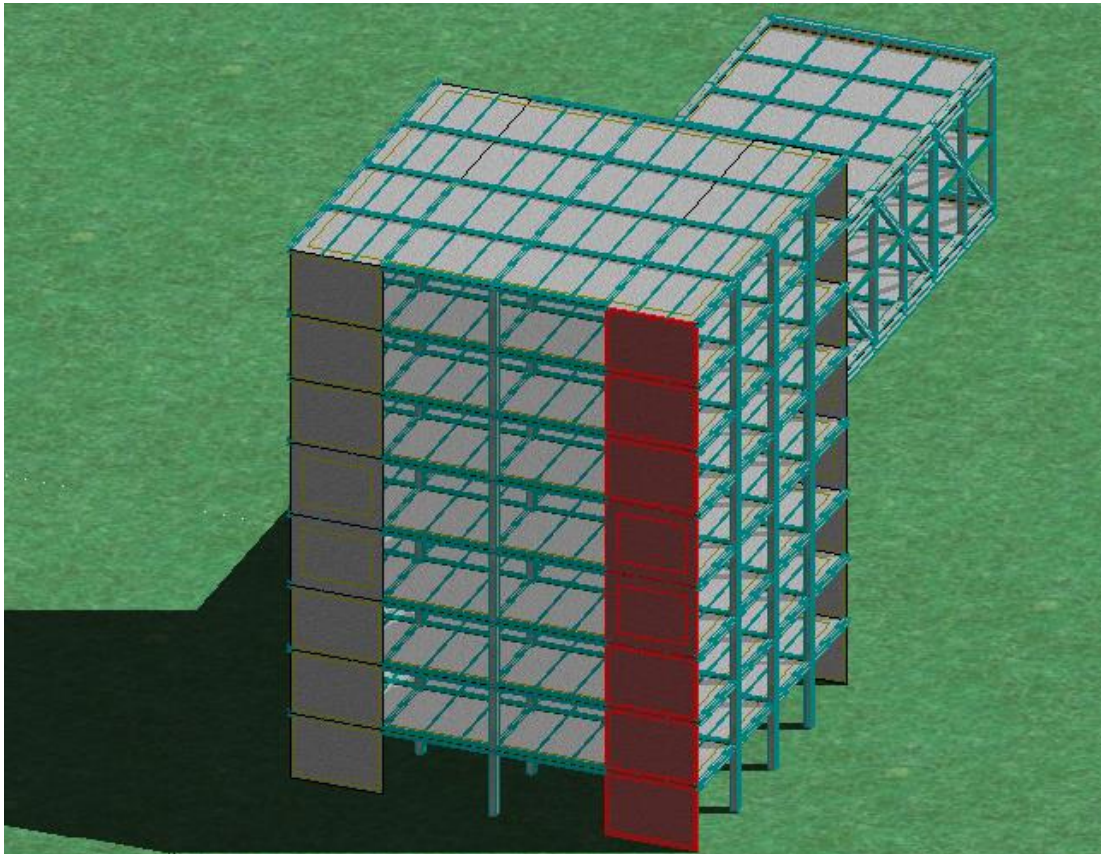
Como se puede observar se obtiene un gráfico que muestra a la estructura indicando las aceleraciones máximas que se producen en las losas cuando la gente camina, se llega a un valor máximo de  $0,55 \text{ cm/s}^2$  en las zonas críticas, en la norma utilizada se indica cual debe ser el porcentaje máximo de la aceleración con relación a la gravedad ( $a_0/g \times 100\%$ ), para el caso de oficinas corresponde al valor de 0,5%, realizando el despeje necesario se obtiene un límite tolerable de  $a_0$  igual a  $4,91 \text{ cm/s}^2$  se concluye entonces que la estructura se encuentra dentro del rango admisible de vibraciones causadas por la actividad humana.

Realizado este último chequeo la parte del edificio constituida por estructura metálica está diseñada con todos los criterios exigidos por la normativa.



### 5.11. Diseño de los muros de corte

**Gráfico 5-171. Muro de corte a diseñarse**



A continuación se realizará el diseño del muro de corte que se indica en la figura anterior, el diseño se lo realizará en el programa S-Concrete versión 11, el programa es especializado para el diseño de este tipo de elementos, el procedimiento será el siguiente:

Una vez elegido el muro a diseñarse en el programa Autodesk Robot se debe constatar porque paneles está formado (activando las etiquetas para paneles).

**Gráfico 5-172. Paneles que conforman al muro de corte**



No se mandará a diseñar al muro con todos sus paneles a la vez, si no que se elegirán de tres en tres o de dos en dos, esto se hace con el objetivo de realizar cambios en el refuerzo longitudinal, ya que a medida que se va subiendo, las solicitaciones son menores, así se optimizará el diseño global del muro.

En este caso los paneles 847, 848 y 849 se diseñaran en primer lugar, luego los paneles 850, 851 y 852, y finalmente los paneles 853 y 854.

Una vez seleccionada la primera tanda, se procede a obtener los esfuerzos a los que está sometido el muro usando todas las combinaciones de carga, para esto se usa la herramienta “Resultados reducidos para paneles”, el programa integra los esfuerzos que obtuvo por medio de elementos finitos, y calcula los cortantes y los momentos en seis diferentes secciones por cada panel (tres secciones horizontales, una superior, una media y una inferior, además tres secciones verticales, una derecha una media y una izquierda).

**Gráfico 5-173. Resultados reducidos para paneles**

Panel/Intersección/Caso	NRx (T)	MRz (Tm)	TRy (T)	sRo (kgf/cm2)	sRe (kgf/cm2)	tR (kgf/cm2)	TRz (T)	MRy (Tm)
847/ 430-420/ 7 (C)	-468,55	4,75	28,79	-15,81	-15,43	1,02	-2,72	-8,87
847/ 430-420/ 8 (C)	-465,42	4,62	34,11	-15,70	-15,33	1,21	-3,33	-9,50
847/ 430-420/ 9 (C)	-441,49	4,41	30,57	-14,89	-14,54	1,08	-2,96	-8,79
847/ 430-420/ 10 (C)	-401,61	4,07	24,68	-13,55	-13,22	0,88	-2,33	-7,61
847/ 430-420/ 11 (C) (CQC)	-394,11	7,55	29,42	-13,44	-12,83	1,04	5,76	24,93
847/ 430-420/ 12 (C) (CQC)	-449,00	0,94	25,83	-15,00	-14,93	0,92	-11,04	-41,32
847/ 430-420/ 13 (C) (CQC)	-374,17	7,38	26,47	-12,77	-12,18	0,94	6,07	25,52
847/ 430-420/ 14 (C) (CQC)	-429,06	0,77	22,88	-14,33	-14,27	0,81	-10,73	-40,73
847/ 430-420/ 15 (C) (CQC)	-384,78	2144,53	214,24	-98,61	72,95	7,60	6,07	31,74

Se calculan las siguientes cargas:

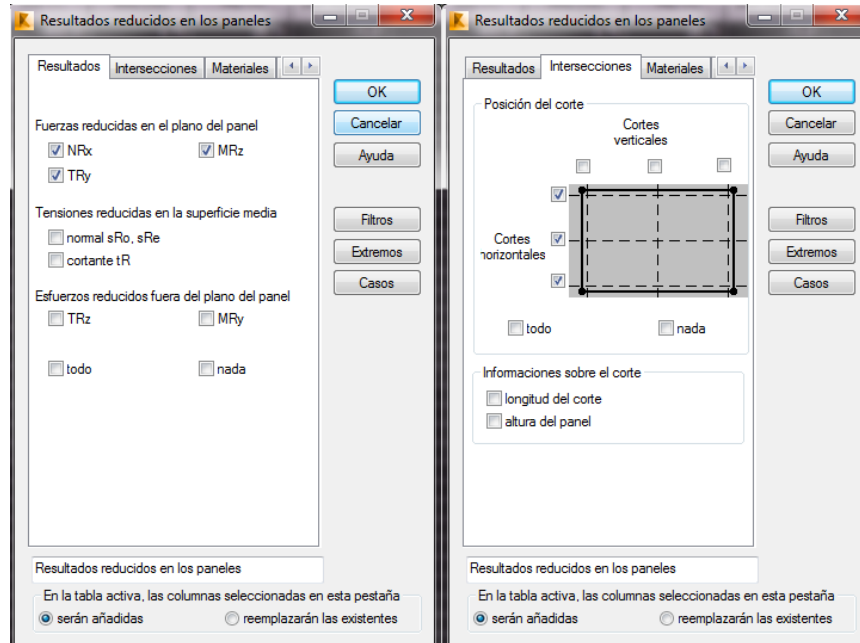
- Carga axial
- Momento
- Corte
- Esfuerzos axiales
- Esfuerzo de corte
- Cortante y momento en el sentido perpendicular al muro

Se necesitan básicamente la carga axial, el momento y el corte (las tres primeras columnas), y solamente en las secciones horizontales.

Se tiene el panel del muro con los seis cortes, los tres horizontales no interesan porque el momento alrededor de esas secciones no es importante, los que importan son los momentos que están causando tensión y compresión en el lado largo del muro y también interesan los cortes en esos planos definidos por las secciones horizontales.

Para filtrar los resultados en la opción columnas se elige que es lo que se desea que se muestre en la tabla.

**Gráfico 5-174. Modificación de las opciones - resultados reducidos para paneles**



Aplicada esta modificación se muestran solamente los siguientes resultados:

**Gráfico 5-175. Resultados reducidos para paneles (modificación)**

Panel/Intersección/Caso	NRx (T)	MRz (Tm)	TRy (T)
847/ 430-420/ 7 (C)	-468,55	4,75	28,79
847/ 430-420/ 8 (C)	-465,42	4,62	34,11
847/ 430-420/ 9 (C)	-441,49	4,41	30,57
847/ 430-420/ 10 (C)	-401,61	4,07	24,68
847/ 430-420/ 11 (C) (CQC)	-394,11	7,55	29,42
847/ 430-420/ 12 (C) (CQC)	-449,00	0,94	25,83
847/ 430-420/ 13 (C) (CQC)	-374,17	7,38	26,47
847/ 430-420/ 14 (C) (CQC)	-429,06	0,77	22,88

Los valores de esta tabla se deben copiar a una hoja de cálculo Excel, una vez realizado este proceso, se debe hacer lo mismo para cada caso de excentricidad que se definió anteriormente, y los valores deben ser copiados en la misma hoja de

cálculo para que se esté tomando en cuenta a toda la envolvente para el diseño del muro.

Realizado este proceso se deberá exportar esta tabla final al programa S-Concrete, antes de esto se deben definir ciertos parámetros para el mismo:

Se tiene que generar una plantilla con las varillas que se usan en el medio, ya que el programa incluye los tamaños definidos en otras normas internacionales, para esto en la opción edit-custom bars se ingresarán los diámetros correspondientes como se muestra a continuación:

**Gráfico 5-176. Plantilla de varillas comerciales**

Bar No.	Bar Designation	Diameter (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )
1	No 8	8,000	50,000
2	No 10	10,000	78,000
3	No 12	12,000	113,000
4	No 14	14,000	153,000
5	No 16	16,000	201,000
6	No 18	18,000	254,000
7	No 20	20,000	314,000
8	No 22	22,000	380,000
9	No 25	25,000	490,000
10	No 28	28,000	615,000
11	No 32	32,000	804,000
12	No 36	36,000	1017,000

Luego de esto se debe generar la geometría del muro en la opción sección, se tiene entonces una longitud de 5000 mm un ancho de 600 mm que será rectangular y simétrico, tiene una altura total desde la base hasta el último piso de 29600 mm, se trabajará con un recubrimiento de 25 mm en los cabezales y de 40 mm en el resto del

muro, los efectos P-delta como se demostró anteriormente son despreciables, por lo que no se aplicarán. Hay que elegir la plantilla de varillas definida (Custom) y seleccionar los materiales con los que se va a trabajar, en este caso el programa trabaja con el sistema internacional y se deben introducir los valores de resistencia de los materiales usados en el programa Autodesk Robot con la conversión necesaria, el hormigón con  $f'_c$  de 280 kg/cm<sup>2</sup> corresponde a uno de 27,46 MPa, y para las varillas con esfuerzo de fluencia  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> se tiene un valor de 411,88 MPa, la categoría de diseño sísmico con la que se trabaja es la D, se pide también como se quieren calcular los elementos de borde si por desplazamientos o por esfuerzos, se elige desplazamientos, se debe calcular la relación  $du/hw$  es decir el desplazamiento en el último piso dividida para la altura total, en el sentido Z-Z los esfuerzos son despreciables, el ACI menciona que este valor no debe ser menor que 0,007 por lo que en este sentido se toma este valor, pero para el sentido principal, en el que está el muro, es decir el sentido Y-Y, si se debe realizar este cálculo obteniéndose el valor de:

$$\frac{du}{hw} = \frac{91,192}{29600} = 0,003$$

***Ecu. 5.84***

Como se mencionó el valor no puede tomarse como menos de 0,007, en este sentido también se usa ese limitante.

**Gráfico 5-177. Definición de las propiedades geométricas del muro de corte**

The screenshot shows the 'Section' dialog box with the following sections and values:

- Walls**
  - Dimensions**: Length (L1) = 5000 mm, Thickness (T1) = 600 mm.
  - Clear Cover**: Wall Reinforcing = 40 mm, Zone Reinforcing = 25 mm.
  - Slenderness Effects**: Apply = No, Lu (y-y) = 3000 mm, Lu (z-z) = 3000 mm, k (y-y) = 1, k (z-z) = 1, EI = 0.25 x Eclg.
  - Effective Section Properties**: Ie = 1 x Ig, Ae = 1 x Ag, Ase = 1 x Ashear, Je = 1 x Jg.
  - Miscellaneous**: Units = Metric, Code = ACI 2008, Bar Type = Custom, Max Utilization = 1.
- Orientation**: 0 Degrees, Rectangular and Symmetric (including reinf.) checked.
- Seismic Parameters**: Overall Height (hwl) = 29600 mm, SDC = D.E.F., Phi (Shear) = 0.6, Bound Elem. = Displacement, du / hw (y-y) = 0.007, du / hw (z-z) = 0.007, Duct. Cut-Off = 25 % Mu/phi Mn.
- Material Properties**:
  - fc' = 27.46 MPa, Wc = 2402.769 kg/m3, Es = 199948 MPa
  - fy (panel vert) = 411.88 MPa, Ws = 8009.229 kg/m3, Ec = 29556.62 MPa
  - fy (str) = 413.6854 MPa, Poisson = 0.2, Gc = 12315.26 MPa
  - fy (zone vert) = 413.6854 MPa, hagg = 19.05 mm
  - fy (zone horz) = 413.6854 MPa

Por defecto se coloca una parrilla en la mitad, esto debe ser editado, para esto se usa la opción armadura, aquí se define el refuerzo para cada zona del muro, la zona A correspondiente a los dos cabzales tendrá las siguientes opciones:

El traslape será tangencial, las varillas verticales en esta zona serán de 28 mm y los estribos de 10 mm, el espaciamiento de los estribos será cada 20 cm y el espaciamiento máximo para ganchos suplementarios será el que limite el código automáticamente, existirán tres varillas a lo ancho de cada cabezal, y 7 varillas a lo largo (se debe tener seleccionada la opción “Active”, para que se arme al cabezal).

**Gráfico 5-178. Definición de armadura para los cabezales**

**Zone Reinforcing** | **Panel Reinforcing**

Zone A

Type: 1 Direction | Vertical Bar Size: No 28 | ☒ Active  
 Zone Angle: 0° | Tie Bar Size: No 10 | ☐ Fill Zone with bars (if applicable)  
 Zone Label: A | Tie Spacing: 200 mm | ☒ Use Code Limit for Scl  
 Splice: Tangential | Scl (Limit): 152.4 mm

i	Ni	Si (mm)	Wi (mm)	Use Limit (Wi)
1	3	N/A	600	<input checked="" type="checkbox"/>
2	7	N/A	1200	<input checked="" type="checkbox"/>

Ni = Number of Bars  
 Si = Bar Spacing  
 Wi = Zone Dimension

I-Shape Orientation = 0°

If symmetric, Zone B = Zone A

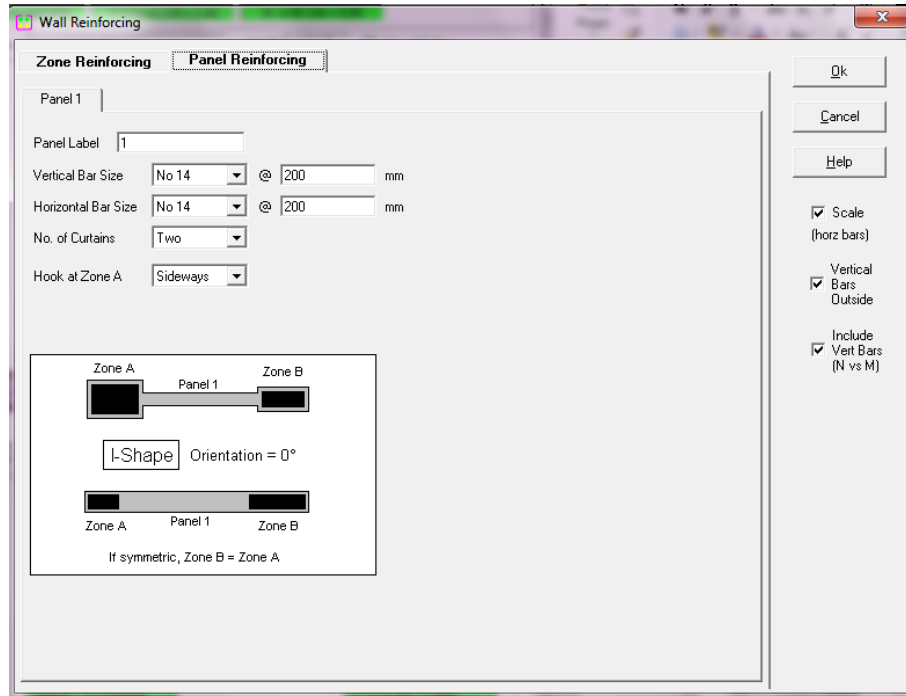
Type = 1 Direction  
 Zone Angle = 0°

En la zona del panel se tendrán en cambio las siguientes opciones:

Se usarán varillas verticales y horizontales de 14 mm de diámetro cada 200 mm, se tendrán dos hileras de varillas en los extremos, el gancho será de tipo lateral y las varillas verticales estarán por fuera.



**Gráfico 5-179. Definición de armadura para el panel**

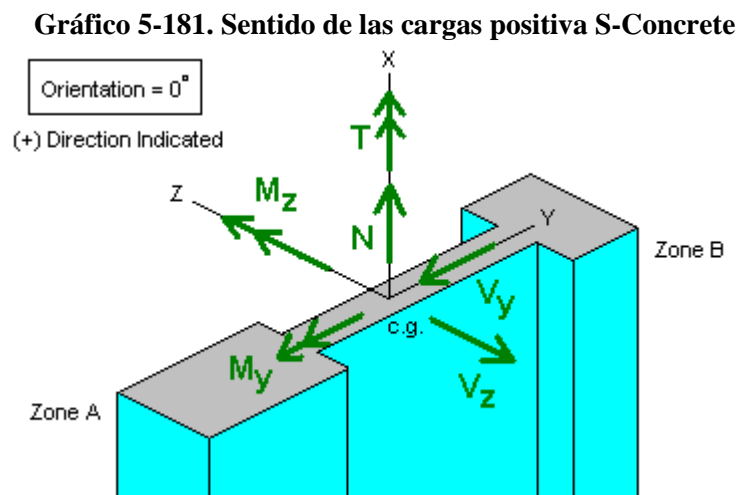


El siguiente paso es mandar a analizar el muro con su diseño preliminar, para las cargas que se obtuvieron en el programa Autodesk Robot, para esto se usará la hoja de cálculo Excel en donde se tienen todas las cargas actuantes sobre el muro, se deberá crear una tabla auxiliar en donde se modificarán los valores ya que se necesitan convertir los valores a las unidades que usa el programa S-Concrete (kN y kNm), se debe multiplicar a todos estos valores de la tabla previamente obtenida por el valor de la aceleración de la gravedad, y ubicarlos en el mismo orden que se muestra en el programa S-Concrete usando la opción “Loads” (esto con el objetivo de importar los datos) quedando de la siguiente forma:

**Gráfico 5-180. Tabla de cargas para el muro (formato S-Concrete)**

EXCENTRICIDAD		Pu	Mu	Vu		N	T	VZ	MY	VY	MZ	
Sin excentricidad	853/543-548/7 (C)	-115,62	1,7	10,23		-1134,23	0	0	0	100,3563	16,677	Seismic
	853/543-548/8 (C)	-116,47	2,61	12,48		-1142,57	0	0	0	122,4288	25,6041	Seismic
	853/543-548/9 (C)	-109,96	2,18	11,09		-1078,71	0	0	0	108,7929	21,3858	Seismic
	853/543-548/10 (C)	-99,1	1,46	8,77		-972,171	0	0	0	86,0337	14,3226	Seismic
	853/543-548/11 (C) (CQC)	-97,56	4,69	10,33		-957,064	0	0	0	101,3373	46,0089	Seismic
	853/543-548/12 (C) (CQC)	-111,5	-1,06	9,53		-1093,82	0	0	0	93,4893	-10,3986	Seismic
	853/543-548/13 (C) (CQC)	-92,13	4,33	9,17		-903,795	0	0	0	89,9577	42,4773	Seismic
	853/543-548/14 (C) (CQC)	-106,07	-1,42	8,37		-1040,55	0	0	0	82,1097	-13,9302	Seismic
	853/543-548/15 (C) (CQC)	-94,42	146,39	50,43		-926,26	0	0	0	494,7183	1436,086	Seismic
	853/543-548/16 (C) (CQC)	-114,64	-142,75	-30,57		-1124,62	0	0	0	-299,892	-1400,38	Seismic
	853/543-548/17 (C) (CQC)	-88,99	146,02	49,27		-872,992	0	0	0	483,3387	1432,456	Seismic
	853/543-548/18 (C) (CQC)	-109,21	-143,11	-31,72		-1071,35	0	0	0	-311,173	-1403,91	Seismic
	853/543-548/19 (C)	-74,33	1,09	6,58		-729,177	0	0	0	64,5498	10,6929	Seismic
	853/543-548/20 (C) (CQC)	-67,36	3,97	6,97		-660,802	0	0	0	68,3757	38,9457	Seismic
	853/543-548/21 (C) (CQC)	-81,29	-1,79	6,18		-797,455	0	0	0	60,6258	-17,5599	Seismic

Se debe tener cuidado con los signos y los sentidos que usa cada programa para definir sus cargas, es decir, en el caso del Robot el signo negativo significa compresión, y en el S-Concrete negativo significa hacia abajo es decir compresión como se muestra en el siguiente esquema (en este caso para muros no se requiere de un cambio de signo):



Realizados los cambios en la tabla, se copian todos los valores al S-Concrete, y el programa automáticamente analiza el muro, e indica si el elemento se encuentra bien

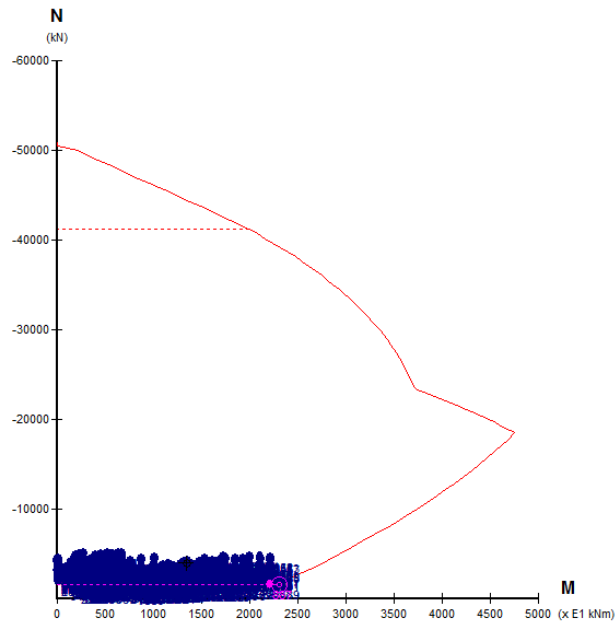
diseñado, mostrando en su parte superior las advertencias correspondientes, pudiendo entre ellas especificarse que no está bien diseñado a corte o que la relación fuerza axial momento supera el límite.

De no cumplir con la capacidad a momento, se deberá poner una mayor área de refuerzo en los cabecales, de ser el problema la capacidad a corte, en el panel se debe menorar el espaciamiento de las varillas horizontales o se debe aumentar el diámetro, se debe ir probando las distintas opciones hasta tener un diseño óptimo donde no se esté sobredimensionando al acero de refuerzo.

Al acercarnos al diseño óptimo puede que se muestre un mensaje de advertencia “Status=Warning” el cual puede significar varias cosas, por ejemplo no cumplir con la cuantía mínima, es decir el elemento resiste pero no se cumple con todo lo que estipula el código, para realizar un chequeo detallado se usa la opción “Reporte”, en la ventana desplegada al final se detallan las advertencias, y de existirlas se deben realizar las modificaciones pertinentes.

La armadura que se seleccionó anteriormente fue la que cumplió con todos los criterios expuestos, a continuación se muestra el diagrama de interacción del muro que se obtiene usando la opción “N vs. M diagram”, donde se verifica que en todos los casos de combinaciones de carga nos encontramos dentro del diagrama.

**Gráfico 5-182. Diagrama de interacción para el muro diseñado**



A continuación se muestra también la información más importante de todo el reporte:

**Gráfico 5-183. Reporte de cálculos del muro de corte (1)**

<b>American Building Standards</b> ACI 318-08, "Building Code Requirements for Structural Concrete" ACI 318R-08, "Commentary for ACI 318-08"			
<b>Design Aids, Manuals, and Handbooks</b> Notes on ACI 318-08, Portland Cement Association 2008 "ACI Detailing Manual - 1994", ACI Committee 315, American Concrete Institute, 1994 "Manual of Standard Practice", Concrete Reinforcing Steel Institute, 2003			
		<b>Summary</b> Status: <b>Acceptable</b> Maximum: 1,000 V (shear) Util: <b>0.658</b> N vs M Util: <b>0.957</b>	
<b>Section Dimensions</b>	<b>Material Properties</b>	<b>Gross Properties</b>	<b>Effective Properties</b>
I-Shape	$f'_c = 27 \text{ MPa}$	$Z_{bar} = 0 \text{ mm}$	$A_e = 3000.0 \times E3 \text{ mm}^2$
L1 = 5000 mm	$f_y \text{ (panel vert)} = 411.9 \text{ MPa}$	$Y_{bar} = 0 \text{ mm}$	$I_e \text{ (y-y)} = 90000 \times E6 \text{ mm}^4$
T1 = 600 mm	$f_y \text{ (panel horz)} = 413.7 \text{ MPa}$	$A_g = 3000.0 \times E3 \text{ mm}^2$	$I_e \text{ (z-z)} = 6250.0 \times E9 \text{ mm}^4$
	$f_y \text{ (zone vert)} = 413.7 \text{ MPa}$	$I_g \text{ (y-y)} = 90000 \times E6 \text{ mm}^4$	$A_{se} \text{ (Y)} = 2500.0 \times E3 \text{ mm}^2$
	$f_y \text{ (zone horz)} = 413.7 \text{ MPa}$	$I_g \text{ (z-z)} = 6250.0 \times E9 \text{ mm}^4$	$A_{se} \text{ (Z)} = 2500.0 \times E3 \text{ mm}^2$
	$W_c = 2403 \text{ kg/m}^3$	$A_{shear} \text{ (Y)} = 2500.0 \times E3 \text{ mm}^2$	$J_e = 332776 \times E6 \text{ mm}^4$
	$W_s = 8009 \text{ kg/m}^3$	$A_{shear} \text{ (Z)} = 2500.0 \times E3 \text{ mm}^2$	
	Poisson's Ratio = 0.2	$J_g = 332776 \times E6 \text{ mm}^4$	
	$h_{agg} = 19 \text{ mm}$		
	$E_s = 199948 \text{ MPa}$		
	$E_c = 29557 \text{ MPa}$		
	$G_c = 12315 \text{ MPa}$		
	$f_r = 3.26 \text{ MPa}$		
<b>Quantities (approx.)</b>			
Concrete = 7151 kg/m			
Steel = 307.3 kg/m			
Primary = 189.9 kg/m			
Secondary = 117.5 kg/m			
<b>Panel 1</b>	<b>Zone A</b>		
26-No 14 @ 200 V.E.F.	16-No 28 Vert		
No 14 @ 200 H.E.F.	No 10 Ties @ 200 mm		
c/w Std. Hooks at each end	Tangential Splice		
	$A_s = 9852 \text{ mm}^2$		
	Y: 7 @ 184		
	Z: 3 @ 251		

**Gráfico 5-184. Reporte de cálculos del muro de corte (2)**

<b>N vs M Results</b>		<b>Axial Utilization</b>		<b>Moment Utilization</b>		
GLC	887	Nu = -1583,0 kN		Mu = 22055,0 kNm		Mn = 25282,7 kNm
Status	Acceptable	ØNn (max) = -41201,6 kN		ØMn = 23058,0 kNm		Mp = 30060,4 kNm
Utilization	0,957	Utilization = 0,038		Utilization = 0,957		
Maximum	1,000					
Theta	90°					
<b>Shear Utilization</b>		<b>Shear Z-Direction</b>		<b>Shear Y-Direction</b>		
GLC	851	Nu = -4537,0 kN		Nu = -4537,0 kN		
Status	Acceptable	Mu (y-y) = 0,0 kNm		Mu (z-z) = 22085,0 kNm		
Utilization	0,658	Vuz = 0,0 kN		Vuy = 2287,0 kN		
Maximum	1,000	bw = 5000 mm		bw = 600 mm		
		d = 504 mm		d = 3589 mm		
		As (Tens) = 13135 mm <sup>2</sup>		As (Tens) = 15380 mm <sup>2</sup>		
		Av = 0 mm <sup>2</sup>		Av = 308 mm <sup>2</sup>		
		Lambda = 1,00		Lambda = 1,00		
		ØVsz = 0,0 kN		ØVsy = 1910,5 kN		
		ØVcz = 2761,9 kN		ØVcy = 1566,4 kN		
		ØVnz = 2761,9 kN		ØVny = 3476,9 kN		
		Util (Uz) = 0,000		Util (Uy) = 0,658		
<b>Torsion</b>						
Tu = 0,0 kNm						
T (limit) = 181,0 kNm						
Acceptable						
<b>Panel 1 Reinforcing</b>						
No 14 @ 200 V.E.F		Vert Steel Ratio	Vert Bar Spacing	Number of Curtains		
		Rho = 0,00257	S = 200,0 mm	Curtains Specified = 2		
		Rho (min) = 0,00250	S (min) = 66,1 mm	Curtains Required = 2		
		Rho (max) = 0,01000	S (max) = 457,2 mm	Acceptable		
		Acceptable	Acceptable			
No 14 @ 200 H.E.F		Horz Steel Ratio	Horz Bar Spacing	Clear Cover		
		Rho = 0,00257	S = 200,0 mm	Cover Specified = 40,0 mm		
		Rho (min) = 0,00250	S (min) = 52,1 mm	Max Cover = 200 mm		
		Acceptable	S (max) = 457,2 mm	Acceptable		
			Acceptable			
<b>Zone A Reinforcing</b>		16-No 28 Vert	No 10 Ties @ 200 mm			
Vertical Bar Spacing		Vertical Bar Spacing	Tie Spacing	Splice Type		
C-to-C low (y) = 184 mm		C-to-C low (z) = 251 mm	S = 200 mm	Tangential		
C-to-C high (y) = 184 mm		C-to-C high (z) = 251 mm	S (min) = 58 mm	Acceptable		
Minimum (y) = 98 mm		Minimum (z) = 98 mm	S (max) = 200 mm			
Maximum (y) = 457 mm		Maximum (z) = 457 mm	Acceptable			
Acceptable		Acceptable				

**Gráfico 5-185. Reporte de cálculos del muro de corte (3)**

Vertical Bar Spacing	Vertical Bar Spacing	Tie Spacing	Splice Type
C-to-C low (y) = 184 mm	C-to-C low (z) = 251 mm	S = 200 mm	Tangential
C-to-C high (y) = 184 mm	C-to-C high (z) = 251 mm	S (min) = 58 mm	Acceptable
Minimum (y) = 98 mm	Minimum (z) = 98 mm	S (max) = 200 mm	
Maximum (y) = 457 mm	Maximum (z) = 457 mm	Acceptable	
Acceptable	Acceptable		
Area of Zone Steel		Tie Diameter	Misc Information
As = 9852 mm2		d (tie) = 10 mm	Sol (limit) = 152 mm
As (min) = N/A		d (min) = 10 mm	
As (max) = 28800 mm2		Acceptable	
Ag (zone) = 720000 mm2			
Acceptable			
Panel Vertical Reinf.	Panel Horizontal Reinf.	Zone Vertical Reinf.	
fy (min) 275,8 MPa	fy (min) 275,8 MPa	fy (min) 275,8 MPa	
fy (vert) 411,9 MPa	fy (horz) 413,7 MPa	fy (vert) 413,7 MPa	
fy (max) 551,6 MPa	fy (max) 413,7 MPa	fy (max) 551,6 MPa	
Status Acceptable	Status Acceptable	Status Acceptable	
Concrete Strength	Concrete Density	Zone Horizontal Reinf.	
fc' (min) 17,2 MPa	Wc (min) 1441,7 kg/m3	fy (min) 275,8 MPa	
fc' 27,5 MPa	Wc 2402,8 kg/m3	fy (horz) 413,7 MPa	
fc' (max) 68,9 MPa	Wc (max) 2563,0 kg/m3	fy (max) 689,5 MPa	
Status Acceptable	Status Acceptable	Status Acceptable	
Wall Dimensions	Lu (y-y) = 3000 mm, Lu (z-z) = 3000 mm, hw = 29600 mm		
Panel 1 Thickness			
T = 600 mm			
T (min) = 120 mm			
Acceptable			
Anchorage Requirements			
Panel 1	At Zone A	At Zone A	
Horizontal Bars	Sideways Hook Provided	Sideways Hook Provided	
	Sideways Hook Required	Sideways Hook Required	
	Acceptable	Acceptable	

**Gráfico 5-186. Reporte de cálculos del muro de corte (4)**

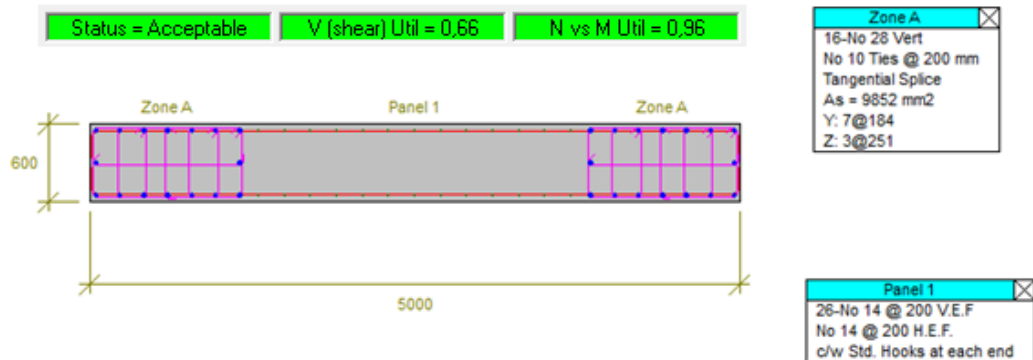
Zone A(a) Confinement	16-No 28 Vert	No 10 Tiles @ 200,0 mm	
Non-Boundary Element	Zone Length (Z)	Zone Length (Y)	Tile Spacing
Reinforcement Is Required	Not Applicable	Y-Dlr = 1200 mm	S = 200 mm
As/Ag > Limit = 0,00667		Y-Dlr (min) = 419 mm	S (max) = 203 mm
		Acceptable	Acceptable
	Core Information	Tile Information	Leg Spacing
	hcy = 1140 mm	#Legs (y-dlr) = 7	hxy = 222 mm
	hcz = 540 mm	#Legs (z-dlr) = 3	hxy (max) = 356 mm
	Acore = 615600 mm <sup>2</sup>	Ash (y) = 550 mm <sup>2</sup>	hxz = 289 mm
	Ag = 720000 mm <sup>2</sup>	Ash (z) = 236 mm <sup>2</sup>	hxz (max) = 356 mm
	Scl (limit) = 152 mm		Acceptable
Zone A(b) Confinement	16-No 28 Vert	No 10 Tiles @ 200,0 mm	
Non-Boundary Element	Zone Length (Z)	Zone Length (Y)	Tile Spacing
Reinforcement Is Required	Not Applicable	Y-Dlr = 1200 mm	S = 200 mm
As/Ag > Limit = 0,00667		Y-Dlr (min) = 399 mm	S (max) = 203 mm
		Acceptable	Acceptable
	Core Information	Tile Information	Leg Spacing
	hcy = 1140 mm	#Legs (y-dlr) = 7	hxy = 222 mm
	hcz = 540 mm	#Legs (z-dlr) = 3	hxy (max) = 356 mm
	Acore = 615600 mm <sup>2</sup>	Ash (y) = 550 mm <sup>2</sup>	hxz = 289 mm
	Ag = 720000 mm <sup>2</sup>	Ash (z) = 236 mm <sup>2</sup>	hxz (max) = 356 mm
	Scl (limit) = 152 mm		Acceptable

Diseñado el muro en los tres primeros pisos, se deberá realizar el mismo proceso para los tres siguientes pisos y para los dos últimos pisos, con la base geométrica establecida hay que analizar el diseño establecido para las cargas actuantes en los pisos correspondientes, de ser necesario se realizarán cambios en la armadura longitudinal en el caso de los cabezales, se cambiará el diámetro de las varillas usadas hasta máximo, saltando un diámetro, en el caso de los paneles, se está trabajando con las mínimas cuantías por lo que no habrá cambios para cumplir con la normativa, se realizará esto hasta obtener el diseño óptimo de los muros en toda su altura.

El detalle del muro finalmente es el siguiente:

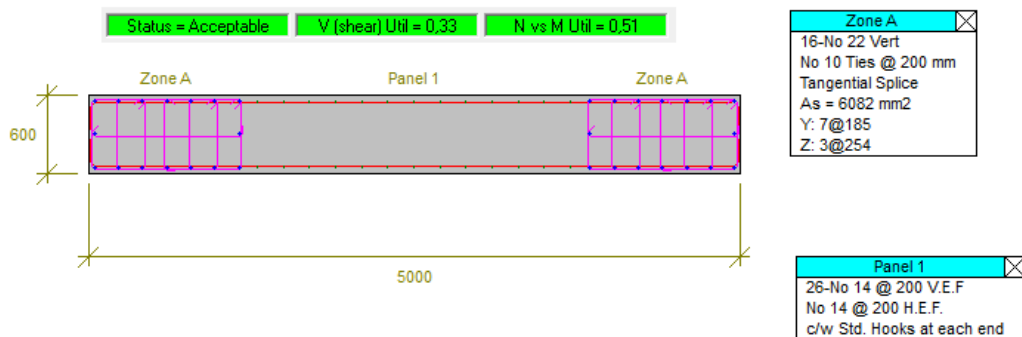
Desde el nivel: 0+00 a 10,80 m:

**Gráfico 5-187. Muro de corte nivel: 0+00 a 10,80 m**



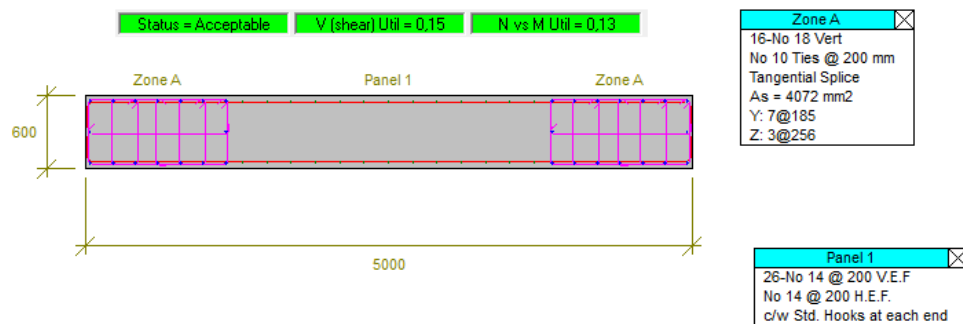
Desde el nivel: 10+80 a 22,40 m:

**Gráfico 5-188. Muro de corte nivel: 10+80 a 22,40 m**



Desde el nivel: 22+40 a 29,60 m:

**Gráfico 5-189. Muro de corte nivel: 22+40 a 29,60 m**





## **CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

1) La elección de los dos sistemas estructurales sismoresistentes indicados, para el volado un sistema de pórtico especial arriostrado concéntricamente (SCBF, Special Concentrically Braced Frame) y para el resto del edificio, un sistema dual con pórtico a momento tipo especial con muros de corte (la parte en estructura metálica del sistema dual un SMF, Special Moment Frame), dió resultados satisfactorios, la presencia de los grandes muros de corte mitigó en gran medida los efectos de torsión que se podrían producir en el edificio por la presencia del volado, de igual forma se consigue soportar todo el peso del volado gracias a los muros de corte longitudinales sin sobrepasarse de las flechas admisibles, la unión de estos dos sistemas es factible debido a que si se puede realizar una conexión entre las vigas principales del volado y los muros de corte por medio de una unión a momento en la que estarán embebidas las respectivas vigas haciendo uso de conectores de corte.

2) El espectro de diseño que es más exigente entre los propuestos por el NEC 11 y el ASCE 7, resultó ser el del ASCE 7, aunque en ambos se obtienen valores de aceleraciones espectrales muy similares, se usó este último. A la par también se usaron los criterios establecidos en la normativa a la que hace referencia el ASCE 7 (ACI 318, AISC 360, AISC 341).

3) En el ASCE 7, se especifica únicamente como se deben tomar los coeficientes de modificación de respuesta cuando se tienen varios sistemas combinados, dispuestos

tanto de forma vertical, así como de forma horizontal, en este caso muy particular, necesariamente se deben tomar los valores de los coeficientes de modificación de respuesta para cada uno de los sistemas estructurales, esto debido principalmente a que para el caso del volado se tiene un valor bajo del coeficiente de modificación de respuesta, esto con el objetivo primordial de evitar a toda costa que el volado ingrese en el rango inelástico y se generen rótulas plásticas en el inicio del mismo.

4) Debido a la tipología de la estructura, usando la normativa, nos encontramos con una categoría de diseño sísmico D, la cual es más restrictiva en los valores admisibles tanto de resistencia como de deformabilidad del edificio (debido a las comprobaciones que se deben realizar por la presencia de irregularidades), otro aspecto muy importante es que en el diseño final algunos de los elementos se encuentran sobre dimensionados, esto ocurre principalmente por dos causas:

- Al encontrarnos frente a dos sistemas de tipo especial, se exige usar secciones sísmicamente compactas, en el caso del volado tanto en las columnas como en las riostras el criterio que impera es el de la resistencia, pero en las columnas del resto del edificio que son las que se encuentran sobredimensionadas en cierto porcentaje, se debe precisamente a la exigencia de trabajar con secciones sísmicamente compactas.
- Al igual que en otro tipo de estructuras, aunque en este caso en menor medida, el diseño final está controlado por las derivas admisibles antes que por resistencia.

5) En el análisis aislado del volado se demostró que el método que exige más a los elementos que lo constituyen, en lo concerniente al sismo vertical, es el propuesto en

el ASCE 7 en el que se estipula que se debe tratar a esta componente del sismo como una modificación en el coeficiente de la carga muerta (usando el factor  $0,2 S_{DS}$ ) en las combinaciones de carga en donde intervenga el sismo.

6) Debido a la rigidez que presenta la estructura no se trabajó con periodos muy grandes en los distintos modos de vibración, de manera que para la obtención de los cortantes estáticos no se encontró la limitación para el periodo fundamental existente ( $C_u T_a$ ), fue también necesario el ajuste del cortante basal dinámico al 85% del cortante basal obtenido por el método de la fuerza lateral equivalente en sus dos sentidos ortogonales, se demostró también que afectando al coeficiente de modificación de respuesta,  $R_{diseño} = \left( \frac{V_{Din}}{0,85 V_{est}} \right)$  se obtuvieron los mismos resultados que si se multiplicasen a las fuerzas por  $0,85 \frac{V_{est}}{V_{din}}$ .

7) También por la presencia de los muros, se verificó que no es necesario el uso de los efectos P-delta en el análisis de la estructura.

8) El caso más desfavorable para la estructura fue cuando se le sometió a una excentricidad negativa en el eje X, es decir en el eje en el que se encuentra el volado (moviendo el centro de masas lejos del extremo del volado), con este cambio se observó un sustancial aumento en los esfuerzos que soportan algunos elementos, así como las deformaciones experimentadas.

9) Debido a las múltiples irregularidades horizontales en las que se incurrió, en este tipo de estructuras, necesariamente se deberán incrementar en un 25% a las fuerzas que actúan sobre los elementos que trabajen como colectores.

10) Con los perfiles seleccionados, se verificó que el volado tenga un buen desempeño en lo referente a los efectos causados por las vibraciones debidas al caminado de las personas, con esto se concluye que la parte más crítica de la estructura analizada cumple con todos los criterios de servicialidad.

11) Los muros de corte, debido a la presencia del volado experimentarán esfuerzos considerables en los primeros pisos de la estructura para gradualmente ir disminuyendo estas solicitaciones, es necesario entonces un cambio en el refuerzo de los cabezales principalmente.

## BIBLIOGRAFÍA

### REFERENCIAS DE LIBROS

1. American Concrete Institute ACI 318-08 Requisitos de reglamento para concreto estructural Estados Unidos, 2008.
2. American Institute of Steel Construction AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010.
3. American Institute of Steel Construction AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010.
4. Akbar R. Tamboli Handbook of Structural Steel Connection Design and Details New Jersey, 1999.
5. American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010.
6. American Society of Civil Engineers Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 Estados Unidos, 2003.
7. Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013.
8. International Building Code IBC-2006 Structural/Seismic Design Manual Vol.1 Estados Unidos, 2006.
9. Jack C. McCormac Diseño de estructuras de acero método LRFD segunda edición traducción México, 2002.

## REFERENCIAS DE INTERNET

10. Evelyn Jácome. San Antonio espera más desarrollo con la construcción de la Unasur. Internet. [www.elcomercio.ec/quito/SimonBolivar-Unasur-MitadMundo-SanAntonio-obras\\_0\\_972502757.html](http://www.elcomercio.ec/quito/SimonBolivar-Unasur-MitadMundo-SanAntonio-obras_0_972502757.html) Acceso: 14/01/2014.
11. Caridad Vela. Quito, Capital de Naciones, Sudamericanas. Proyectos UNASUR. Internet. [www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=489518](http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=489518) Acceso: 14/01/2014.
12. Corporación Aceros Arequipa Construyendo 15 Internet. [www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/images/construyendo15/d1.jpg](http://www.acerosarequipa.com/fileadmin/templates/AcerosCorporacion/images/construyendo15/d1.jpg) Acceso: 09/01/2014.
13. J.J. Linares Trujillo Campus Universitario Avances Internet. [www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-442315.html](http://www.skyscrapercity.com/archive/index.php/t-442315.html) Acceso: 09/01/2014
14. Diego Quintero, Julio Ussher Criterios Estructurales Internet. [www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.1/](http://www.civil.cicloides.com/cestructurales/2.3.1/) Acceso: 15/01/2014.
15. Ricardo Ferreira, Rodrigo Chauriye, Fotografía edificio Atenea Santiago de Chile Internet. [www.plataformaarquitectura.cl/2009/08/13/edificio-atenea-chauriye-stager-arquitectos/](http://www.plataformaarquitectura.cl/2009/08/13/edificio-atenea-chauriye-stager-arquitectos/) Acceso: 15/01/2014.
16. Benedetta Tagliabue, Arquitectura: 2001 a 2010 Internet. [www.noticias.arq.com.mx/Detalles/11490.html#.UtgQY\\_TuI-M](http://www.noticias.arq.com.mx/Detalles/11490.html#.UtgQY_TuI-M) Acceso: 16/01/2014.
17. Guillermo A. Barcelona: Lista de edificios Internet. [www.urbanity.es/foro/rascacielos-y-highrises-cat/1974-barcelona-lista-de-edificios-y-torres.html](http://www.urbanity.es/foro/rascacielos-y-highrises-cat/1974-barcelona-lista-de-edificios-y-torres.html) Acceso: 16/01/2014.

18. Blog Arquitectura en Barcelona, Torre Mare Nostrum, de Enric Miralles Internet. [www.arquitecturaenbarcelona.blogspot.com/2011/03/torre-mare-nostrum-de-enric-miralles-y.html](http://www.arquitecturaenbarcelona.blogspot.com/2011/03/torre-mare-nostrum-de-enric-miralles-y.html) Acceso: 16/01/2014.
19. Julio Martínez Calzón Torre Mare Nostrum para Gas Natural en Barcelona, Internet. [www.eache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra80.pdf](http://www.eache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra80.pdf) Acceso: 16/01/2014.
20. Germán Blanco Construcción en altura Internet. [www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=252960&page=7](http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=252960&page=7) Acceso: 16/01/2014.
21. Caridad Vela, QUITO, Capital de Naciones, Sudamericanas, Proyecto UNASUR Internet. [www.clave.com.ec/index.php?idSeccion=359](http://www.clave.com.ec/index.php?idSeccion=359) Acceso: 16/01/2014.
22. Ingeniería rural, Vigas en Celosía Internet. [www.ingenieriarural.com/Trans\\_const/Tema16.pdf](http://www.ingenieriarural.com/Trans_const/Tema16.pdf) Acceso: 17/01/2014.
23. Hormigones Artigas, Hormigón de alta resistencia Internet. [www.cemartigas.com.uy/HORMIG%C3%93N%20DE%20ALTA%20RESISTENCIA.htm](http://www.cemartigas.com.uy/HORMIG%C3%93N%20DE%20ALTA%20RESISTENCIA.htm) Acceso: 16/01/2014.
24. Instituto Ecuatoriano del Cemento y del Hormigón, Notas técnicas Hormigón de alto desempeño Internet. [www.inecyc.ec/documentos/notas\\_tecnicas/ALTO\\_DESEMPENO.pdf](http://www.inecyc.ec/documentos/notas_tecnicas/ALTO_DESEMPENO.pdf) Acceso: 17/01/2014
25. Apuntes-Estructuras III-Facultad de Ingeniería-Universidad de la Plata Estabilidad de las estructuras – Pandeo Internet. [www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/eses.pdf](http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/eses.pdf) Acceso: 17/01/2014.

26. José Antonio Chávez Disposiciones especiales para el diseño sísmico Internet. [www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf](http://www.blog.pucp.edu.pe/media/688/20081108-Cap21%20nueva%20E060-1-.pdf) Acceso: 16/03/2014.
27. Instituto Nacional de Tecnología Industrial Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios Internet. [www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/301/comentarios/ccb.pdf](http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/301/comentarios/ccb.pdf) Acceso: 17/03/2014.
28. Juan Felipe Beltrán, Ricardo Herrera Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC Internet. [www.construccionenacero.com/.../AISCsismica%20c\\_revJB\\_RH.doc](http://www.construccionenacero.com/.../AISCsismica%20c_revJB_RH.doc) Acceso: 17/03/2014.
29. Alacero Uniones y conexiones Internet. [www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones](http://www.arquitecturaenacero.org/soluciones-constructivas/41-uniones-y-conexiones) Acceso: 18/03/2014.
30. Natalia Urrego Generalidades de soldadura y diseño de juntas Internet. [www.slideshare.net/nurrego/generalidades-de-soldadura-y-diseo-de-juntas](http://www.slideshare.net/nurrego/generalidades-de-soldadura-y-diseo-de-juntas) Acceso: 18/03/2014.
31. Ricardo Herrera Conexiones para elementos Compuestos Internet. [www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20\(%202\)%20b.pdf](http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20(%202)%20b.pdf) Acceso: 19/03/2014.
32. Ferrocortes ASTM A572 Internet. [www.ferrocortes.com.co/laminas/lamina-de-alta-resistencia-astm-a572](http://www.ferrocortes.com.co/laminas/lamina-de-alta-resistencia-astm-a572) Acceso: 06/02/2014.
33. Facultad de Ingeniería Universidad de la Castilla – La Mancha Estados límite de servicio Internet. [www.civil.cicloides.com/estructurales/2.3.3/](http://www.civil.cicloides.com/estructurales/2.3.3/) Acceso: 02/03/2014.



## **OTRAS REFERENCIAS**

34. Juan Carlos Garcés Pout Apuntes de clase Diseño Sismoresistente PUCE 2013.

35. Marcelo Guerra Apuntes de clase Análisis Dinámico PUCE 2013.